



저작자표시-비영리-변경금지 2.0 대한민국

이용자는 아래의 조건을 따르는 경우에 한하여 자유롭게

- 이 저작물을 복제, 배포, 전송, 전시, 공연 및 방송할 수 있습니다.

다음과 같은 조건을 따라야 합니다:



저작자표시. 귀하는 원저작자를 표시하여야 합니다.



비영리. 귀하는 이 저작물을 영리 목적으로 이용할 수 없습니다.



변경금지. 귀하는 이 저작물을 개작, 변형 또는 가공할 수 없습니다.

- 귀하는, 이 저작물의 재이용이나 배포의 경우, 이 저작물에 적용된 이용허락조건을 명확하게 나타내어야 합니다.
- 저작권자로부터 별도의 허가를 받으면 이러한 조건들은 적용되지 않습니다.

저작권법에 따른 이용자의 권리는 위의 내용에 의하여 영향을 받지 않습니다.

이것은 [이용허락규약\(Legal Code\)](#)을 이해하기 쉽게 요약한 것입니다.

[Disclaimer](#)

공학박사 학위 청구논문

지진해일-구조물-지반의 상호작용 및
공진장치에 의한 지진해일의 제어에 관한
수치적인 연구

Numerical Study for Interaction among Tsunami, Structure and
Seabed and Control of Tsunami by Wave Resonator



2016년 8월

한국해양대학교 대학원
토목환경공학과

이윤두

본 논문을 이윤두의 공학박사 학위논문으로 인준함.

위원장 : 배 기 성 (인)

위 원 : 이 광 호 (인)

위 원 : 경 갑 수 (인)

위 원 : 김 태 형 (인)

위 원 : 김 도 삼 (인)

2016년 8월

한국해양대학교 일반대학원

목 차

List of Tables	v
List of Figures	vi
List of Photos	xi
Abstract	xii

제 1 장 서론

1.1 연구의 배경과 목적	1
1.2 연구의 구성과 개요	7
1.3 연구의 공간적인 범위	9
1.4 파랑에 의한 해저지반내 간극수압과 액상화의 개요	
1.4.1 해저지반내 간극수압	10
1.4.2 해저지반의 액상화	12
1.4.3 잔류간극수압에 의한 액상화와 다짐	13
1.5 단파와 고립파	14
References	16

제 2 장 단파작용에 따른 호안과 주변지반의 동적응답

2.1 서언	19
2.2 수치해석이론	
2.2.1 2D-NIT모델의 개요	21
2.2.2 FLIP모델의 개요	23
2.3 수치해석	
2.3.1 수치해석결과의 검증	
(1) 원심모형시험	26
(2) 시험결과와 수치해석결과와의 비교	28
2.3.2 조건 및 측정위치	29
2.3.3 구조물의 동적응답해석	
(1) 침하, 활동 및 전도	31
(2) 최대변위의 공간분포	32

2.3.4 과잉간극수압비 및 유효응력경로	33
(1) Points 1~4	34
(2) Points 5~8	35
(3) Points 9와 10	36
(4) Points 11과 12	38
(5) Points 13과 16	39
(6) Points 21과 22	40
(7) 최대과잉간극수압비의 공간분포	41
2.4 결론	42
References	44

제 3 장 고립파작용에 따른 호안과 주변지반의 동적응답

3.1 서론	49
3.2 수치해석이론	
3.2.1 2D-NIT모델의 개요	50
3.2.2 고립파의 수치조파	50
3.2.3 FLIP모델의 개요	51
3.3 수치해석	
3.3.1 수치해석결과의 검증	51
3.3.2 동적거동해석	54
(1) 구조물	55
(2) 과잉간극수압비	57
3.4 결론	68
References	70

제 4 장 육상교량에 작용하는 지진해일파력

4.1 서언	73
4.2 수치해석 이론	75
4.3 수치해석 결과	
4.3.1 수치해석의 검증	
(1) Matsutomi의 실험결과	76
(2) Arnason실험결과	76

4.3.2 육상교량과 고립파의 제원	79
4.3.3 지진해일파력의 산정과 추정	81
(1) 항력만을 고려한 경우	85
(2) 항력과 관성력을 동시에 고려한 경우	88
4.4 결론	91
Reference	92

제 5 장 공진장치에 의한 지진해일의 제어

5.1 서언	94
5.2 수치이론에서 기초방정식	95
5.3 수치모델의 검증	96
5.4 목호항에서 공진장치의 유효성 검토	97
5.4.1 최고수위의 공간분포	98
5.4.2 수위의 시간변동	99
5.4.3 공진장치 폭의 변화	
(1) 공진장치의 폭	100
(2) 최고수위의 공간분포	100
(3) 수위의 시간변동	102
5.4.4 공진장치 길이의 변화	
(1) 공진장치의 길이	103
(2) 최고수위의 공간분포	103
(3) 수위의 시간변동	105
5.5 임원항에서 공진장치의 유효성 검토	106
5.5.1 최고수위의 공간분포	107
5.5.2 수위의 시간변동	108
5.5.3 공진장치 폭의 변화	
(1) 공진장치의 폭	109
(2) 최고수위의 공간분포	110
(3) 수위의 시간변동	110
5.5.4 공진장치 길이의 변화	
(1) 공진장치의 길이	111
(2) 최고수위의 공간분포	112
(3) 수위의 시간변동	114

5.6 결론	115
References	117
 제 6 장 신형식공진장치에 의한 지진해일의 제어	
6.1 서언	119
6.2 신형식공진장치의 개요	
6.2.1 삼척항 주변현황 및 적용된 지진해일	119
6.2.2 신형식공진장치 I과 II의 형상과 크기	120
6.3 신형식공진장치의 유효성 검토	
6.3.1 신형식공진장치 I	
(1) 최고수위의 공간분포	122
(2) 수위의 시간변동	123
6.3.2 신형식공진장치 II	
(1) 최고수위의 공간분포	124
(2) 수위의 시간변동	126
(3) 지진해일고의 저감	129
6.4 결론	131
References	133
 제 7 장 결론	134
 감사의 글	139

List of Tables

Table 2.1.	Selected scaling factors for centrifuge modeling.	28
Table 2.2.	Soil properties used for this numerical simulation.	30
Table 3.1.	Parameters used in the experiment and 2D-NIT and FLIP models.	52
Table 3.2.	Soil properties used for this numerical simulation.	54
Table 4.1.	Water depths and solitary wave heights.	80
Table 4.2.	Sizes of plate and girder in model bridge.	80
Table 4.3.	Estimated drag and inertia coefficients.	91
Table 5.1.	Fault parameters for 1983 Central East Sea earthquake(Aida, 1984).	96
Table 5.2.	Computation conditions.	96
Table 5.3.	Fault parameters for 1993 Hokkaido Southwest Off earthquake (Takahashi et al., 1994).	98
Table 5.4.	Computation conditions.	98
Table 6.1.	Computation conditions.	120



List of Figures

Fig. 1.1.	Shape of wave resonator proposed firstly by Nakamura et al.(1985).	6
Fig. 1.2.	Newly developed resonator(Latt and Nakamura, 2011b).	7
Fig. 1.3.	Spatial areas for current study.	10
Fig. 1.4.	Elastic deformation of the seabed soil under a progressive wave (Sumer, 2014).	11
Fig. 1.5.	Schematic description of oscillatory and residual(buildup) pore- water pressures(Sumer, 2014).	12
Fig. 1.6.	Schematic description for time series of residual pore pressure at depth z (Sumer, 2014).	13
Fig. 1.7.	General shape of bore.	15
Fig. 1.8.	General shape of solitary wave.	15
Fig. 2.1.	Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.	22
Fig. 2.2.	Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).	24
Fig. 2.3.	Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a, 1992b).	26
Fig. 2.4.	Outline of the experimental device and model of composite breakwater.	27
Fig. 2.5.	Comparison of the predicted and measured pore water pressures at PWP3~PWP6.	29
Fig. 2.6.	Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation.	30
Fig. 2.7.	Measuring points(N1, N2 and N3: measuring points of dynamic displacement and accelerations of revetment, points 1~26: measuring points of excess pore water pressure ratio and effective stress path).	31
Fig. 2.8.	Time history of dynamic displacement at points N1 and N2.	32
Fig. 2.9.	Time history of dynamic displacement at points N1 and N3.	32
Fig. 2.10.	Maximum deformation of revetment and seabed($\times 100$ magnitude).	34
Fig. 2.11.	Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 1~4.	35
Fig. 2.12.	Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 5~8.	36
Fig. 2.13.	Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 9 and 10.	37

Fig. 2.14.	Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 11 and 12.	39
Fig. 2.15.	Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 13~16.	40
Fig. 2.16.	Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 21 and 22.	41
Fig. 2.17.	Final distributions of maximum excess pore water pressure ratio.	42
Fig. 3.1.	Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.	51
Fig. 3.2.	Elevation view of the experimental setup. The triangular area between 12 and 41.5m is the mobile sand bed, which sits on the concrete bottom of the flume (Young et al., 2009).	52
Fig. 3.3.	Comparison of the predicted and measured wave elevation time history at $x = 27\text{m}$.	52
Fig. 3.4.	Comparison of the predicted and measured pore water pressures at $x = 27\text{m}$. The z -values are measured from the bed surface at $x = 27\text{m}$.	53
Fig. 3.5.	Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation.	54
Fig. 3.6.	Measuring points(N1, N2 and N3: measuring points of dynamic displacement and accelerations of revetment, and points 1~26: measuring points of excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio).	55
Fig. 3.7.	Time history of dynamic displacements at N1 and N2.	56
Fig. 3.8.	Time history of dynamic displacements at N1 and N3.	56
Fig. 3.9.	Maximum deformation of revetment and seabed($\times 100$ magnitude).	57
Fig. 3.10.	Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 1~4.	58
Fig. 3.11.	Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 5~8.	61
Fig. 3.12.	Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 9 and 10.	62
Fig. 3.13.	Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 11 and 12.	64
Fig. 3.14	Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 13~16.	65

Fig. 3.15.	Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 21 and 22.	66
Fig. 3.16.	Final distributions of maximum excess pore water pressure ratio.	67
Fig. 4.1.	Comparison of experimental results(Matutomi,1991) and numerical ones of this study for the bore force acting on the vertical revetment.	78
Fig. 4.2.	Setup of vertical cylindrical pile and water levels in higher and lower water tank to generate bore.	79
Fig. 4.3.	Comparison of experimental results of Arnason(2005) and numerical ones of this study for the bore force acting on the vertical cylindrical pile.	80
Fig. 4.4.	Comparison of experimental results of Arnason(2005) and numerical ones of this study for the horizontal velocity of a bore.	80
Fig. 4.5.	Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank in order to estimate tsunami forces acting on the bridge.	81
Fig. 4.6.	Definition sketch of model bridge.	81
Fig. 4.7.	Time variation of horizontal and vertical tsunami forces acting on the bridge.	83
Fig. 4.8.	Snapshots of fluctuation of simulated tsunami water level.	84
Fig. 4.9.	Time variation of the simulated water levels and velocities at the position in the absence of the bridge.	85
Fig. 4.10.	Estimated drag coefficients.	87
Fig. 4.11.	Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones.	87
Fig. 4.12.	Time variation of the computed and estimated tsunami forces in the bridge.	90
Fig. 4.13.	Comparison of computed and estimated wave forces acting on the bridge.	91
Fig. 5.1.	Simulation of inundation at Imwon port during 1983 Central East Sea tsunami (Lee et al., 2002).	97
Fig. 5.2.	Present simulation by COMCOT model.	97
Fig. 5.3.	Computation areas.	99
Fig. 5.4.	Spatial distribution of water depth and terrain elevation around Mukho port.	99
Fig. 5.5.	Size and shape of resonator installed to the existing breakwater of Mukho port.	99
Fig. 5.6.	Maximum tsunami water level at Mukho port whether the resonator is installed or not.	100

Fig. 5.7.	Time variation of tsunami water elevation at the most inside of Mukho port whether the resonator is installed or not.	101
Fig. 5.8.	Size and shape of resonator with the change of width B or B' (for the fixed $L=200\text{m}$).	101
Fig. 5.9.	Comparison of maximum tsunami water level with the change of resonator width B at Mukho port(for the fixed $L=200\text{m}$).	102
Fig. 5.10.	Time variation of tsunami water level with the change of resonator width B at Mukho port(for the fixed $L=200\text{m}$).	103
Fig. 5.11.	Size and shape of resonator with the change of length L (for the fixed $B=735\text{m}$ or $B'=200\text{m}$).	104
Fig. 5.12.	Comparison of maximum tsunami water level with the change of resonator length L at Mukho port (for the fixed $B=735\text{m}$ or $B'=200\text{m}$).	104
Fig. 5.13.	Time variation of tsunami water level with the change of resonator length L at Mukho port (for the fixed $B=735\text{m}$ or $B'=200\text{m}$).	105
Fig. 5.14.	Computation areas.	107
Fig. 5.15.	Spatial distribution of water depth and terrain elevation around Imwon port.	107
Fig. 5.16.	Size and shape of resonator installed to the existing breakwater of Imwon port.	107
Fig. 5.17.	Maximum tsunami water level at Imwon port whether the resonator is installed or not.	108
Fig. 5.18.	Time variation of tsunami water surface elevation at the most inside of Imwon port.	109
Fig. 5.19.	Size and shape of resonator with the change of width B or B' (for the fixed $L=100\text{m}$).	110
Fig. 5.20.	Comparison of maximum tsunami water level with the change of resonator width B at Imwon port (for the fixed $L=100\text{m}$).	111
Fig. 5.21.	Time variation of tsunami water level with the change of resonator width B at Imwon port(for the fixed $L=100\text{m}$).	112
Fig. 5.22.	Size and shape of resonator with the change of length L (for the fixed $B=330\text{m}$ or $B'=100\text{m}$).	113
Fig. 5.23.	Comparison of maximum tsunami water level with the change of resonator length L at Imwon port(for the fixed $B=330\text{m}$ or $B'=100\text{m}$).	113
Fig. 5.24.	Time variation of tsunami water level with the change of resonator length L at Imwon port(for the fixed $B=330\text{m}$ or $B'=100\text{m}$).	114

Fig. 6.1.	Size and shape of the initial and extended breakwaters in Samcheok port.	120
Fig. 6.2.	Computation area.	120
Fig. 6.3.	Spatial distribution of water depth and terrain elevation around Samcheok port.	120
Fig. 6.4.	Size and shape of new type of resonator I installed to the initial breakwater of Samcheok port.	121
Fig. 6.5.	Size and shape of new type of resonator II installed to the initial breakwater of Samcheok port.	121
Fig. 6.6.	Maximum tsunami water level at Samcheok port whether the resonator I is installed or not.	123
Fig. 6.7.	Comparison of maximum tsunami water level with the change of length L of resonator I at Samcheok port.	123
Fig. 6.8.	Time history of tsunami water level at the inside of Samcheok port whether the resonator I is installed or not.	125
Fig. 6.9.	Time history of tsunami water level with the change of the length L of resonator I at Samcheok port.	126
Fig. 6.10.	Comparison of maximum tsunami water level with the change of the length l_w of resonator II-type I for $l_a=50\text{m}$ at Samcheok port.	127
Fig. 6.11.	Comparison of maximum tsunami water level with the change of the length l_a of resonator II-type II for $l_w=170\text{m}$ at Samcheok port.	128
Fig. 6.12.	Time history of tsunami water level with the change of the length l_w of resonator II-type I at Samcheok port.	129
Fig. 6.13.	Time history of tsunami water level with the change of the length l_a of resonator II-type II at Samcheok port.	130
Fig. 6.14.	Time variation of tsunami water level in cases of present state, resonator II-type I($l_w=170\text{m}$) and resonator II-type II($l_a=150\text{m}$) at Samcheok port.	131

List of Photos

Photo 1.1.	Destroyed houses by East Japan Tsunami at Rikuzentakata in Japan (Mori et al., 2011).	2
Photo 1.2.	Destroyed bridge by East Japan Tsunami at Rikuzentakata in Japan (Mori et al., 2011).	2
Photo 1.3.	Damaged caissons of Kamaishi Breakwater in Japan(Takahashi et al., 2011).	3
Photo 1.4.	Damaged quay walls by tsunami bore of East Japan Tsunami at the Miyako coast of Japan(Mori et al., 2011).	3
Photo 1.5.	Damages by tsunami attack at Miyako of Japan(Norio et al., 2011).	3
Photo 1.6.	Wave resonator constructed at Pier J of Long Beach port in USA to attenuate excessive ship motions(Poon et al., 1998; http://earth.goole.com).	6
Photo 1.7.	Wave resonator constructed at Ostia-Rome yacht harbour in Italy (Bellotti, 2007; http://earth.goole.com).	6
Photo 4.1.	Bridges damaged by tsunami due to East Japan Earthquake.	73



Numerical Study for Interaction among Tsunami, Structure and Seabed and Control of Tsunami by Wave Resonator

Lee, Yun Du

Department of Civil and Environmental Engineering
Graduate School Korea Maritime and Ocean University



Abstract

It is an important issue in terms of securing safety to evaluate movement of seabed such as liquefaction in that it is considered to be one of the reasons why coastal structures such as breakwaters, berths, and revetments built to protect tsunamis are destructed. This study numerically evaluates movement of seabed that is represented by the change of dynamic wave pressure in the case of tsunamis by looking at a revetment, a typical coastal, harbor structure. When tsunami is regarded as dynamic wave, water level difference is used to create dynamic wave. On the other hand, when tsunami is regarded as a solitary wave, solitary wave is numerically analyzed by 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank), which interprets the propagation of solitary or dynamic wave and their interaction with vertical revetments. Simulation results were used as input data in a finite element analysis liquefaction program(FLIP) for elasto-plastic seabed response. The time and spatial variations in excess pore water pressure ratio, effective stress path, seabed deformation, structure displacement and liquefaction potential in the seabed were estimated. From the results of the analysis, the stability of the vertical revetment was

evaluated.

Tsunami that overflows either river or a revetment causes much damages in terms of human lives, economic costs and even difficulties in the restoration of losses by destroying social infrastructure that includes breakwaters, bridges and ports. The study hypothesizes tsunami as a solitary wave and calculates tsunami force that acts on onshore bridges by adapting model TWOPM-3D, which is based on Navier-Stokes solver and VOF method that can track free surface effectively. The validity of numerical analysis was verified by comparing the experimental tsunami bore force acting on vertical wall and column structure. In particular, the characteristics of tsunami force with the changing tsunami intensity were surveyed through numerical experiments. The availability of 3-dimensional numerical analysis was reviewed through the comparison between the existing numerical results and design criteria for each drag force coefficient by applying Morison equation considering only drag force.

As reasonable and high-precision estimation method of tsunami force, it was suggested to apply the estimation method taking drag and inertial force into consideration at the same time.

In order to minimize the effect of tsunami mentioned above, it is necessary to reduce tsunamis that enter harbors. Adaptation of a resonator was considered as one of the solutions to control various stages of frequency range from that enter harbors. After the invention of resonator, there is a real application of resonator to the real sea such as Pier J in the port of Long Beach, USA and yacht harbor of Rome at Ostia, Italy for the purpose of controlling the long-period motion of the vessels. Furthermore, there is a case that verifies the utility and applicability of the resonator in the aspect of controlling tsunamis approximated by solitary or super long-period wave. However, there are no any reports yet about the utility of the resonator in the real sea. In this research, by adapting the resonator already developed at Mukho and Imwon ports in the eastern coast of South Korea, we numerically analyzed the reduction rate of 1983 Central East Sea tsunami and 1993 Hokkaido southwest off tsunami, then we could identify the ability of the resonator even though the length of the resonator was too short to gain the proper resonant phenomenon.

제 1 장 서 론

1.1 연구의 배경과 목적

해저지진이나 해저화산 혹은 해저지반의 활동(sliding) 등에 의해 발생하는 지진해일은 연안에 가까워짐에 따라 천수, 굴절, 회절 및 쇄파 등에 의해 변형된다. 지진해일의 파장은 수십 킬로미터에 이르기 때문에 지진해일이 파원을 출발하여 해안에 접근하면 수십 킬로미터나 되는 파동의 선단부는 천해에 도달되지만, 그 후단부는 아직 심해에 위치하는 경우가 많다. 장파인 지진해일의 선형전파속도는 수심의 평방근에 비례하므로 해안에 근접하는 지진해일의 선단은 전파가 지체되는 반면에 후단은 빠르게 되어 그 사이에서 응축된 에너지는 높은 파고로 전환되어, 경우에 따라 연안에 엄청난 피해를 유발하게 된다.

대표적인 예로 2004년 12월 26일 발생한 규모 M9.1의 지진에 의한 인도양지진해일은 약 23만명의 사상자를 발생시켰을 뿐만 아니라 인도네시아를 비롯한 스리랑카, 인도 및 말레이시아 등 주변국가에도 막대한 영향을 미쳤고, 약 140억 달러에 달하는 사상 최대의 재산피해를 발생시킨 지진해일로 알려져 있다. 그리고, 2010년 2월 27일 칠레에서 발생한 규모 M8.8의 지진은 1960년 이후 칠레에서 발생한 가장 큰 지진이었으며, 이로 인하여 약 700명 이상의 인명피해가 발생한 것으로 보고되고 있다. 또한, 2011년 3월 11일 14시 46분 일본 동북지방의 태평양연안에서 발생한 규모 M9.0의 동일본대지진 및 지진해일로 엄청난 인명피해(20,000여명의 사망자와 행방불명자)와 Photo 1.1과 같은 침수·범람(침수면적 535km²)에 의한 가옥(22만호중에 12만호는 전파) 및 Photo 1.2의 교량과 같은 사회간접자본의 물적피해를 입었다. 사후조사에 따르면 Ishimaki지역에서는 최대침수고가 18m, Miwako지역에서는 최대처오름높이가 29m 정도로 추정되고 있다(Takahashi et al., 2011). 또한, Photo 1.3에 나타내는 바와 같이 세계 최대크기의 지진해일방파제로 알려진 Kamaishi방파제의 북방파제가 파괴되어 지진해일방파제로의 기능에 대한 의문이 제기되고 있는 부분도 있지만, 방파제에 의해 지진해일의 도달시간이 약 6min 정도가 지체되어 보다 긴 대피시간을 확보할 수 있었고, 또한 지진해일고가 13.7m에서 8m로 약 40% 정도로 감소되었기 때문에 인적·물적피해에 대한 최악의 상황을 막을 수 있었던 것으로 보고되어 있다(Mori et al., 2011; Takahashi et al., 2011).

우리나라의 경우도 동해안의 일본 Akita현 근해에서 발생한 1983년 동해중부지진해

일의 내습으로 동해안에 위치한 임원항에서 3~5m의 처오름과 인명·물적피해(Kim et al., 2007a; Yoon et al., 2002; Cho et al., 2007)가 발생한 사례가 있고, Kim et al.(2007b)의 연구에 따르면 향후 일본의 지진공백역에서 발생 가능한 지진해일에 의한 큰 피해가 예상된다.

일반적으로 완만한 해저경사를 갖는 해역에서는 전술한 바와 같이 지진해일의 선단부가 가파르게 증폭되는 전경화(前傾化)현상이 발생하고, 그 전면의 수위와는 충을 이루게 된다. 풍파의 경우는 전경화가 형성(쇄파)되어도 그 배면의 수위는 낮아지지만, 지진해일은 파장이 대단히 길기 때문에 전경화된 부분의 배면에서는 수위가 하강되지 않고 선단을 경계로 수위에 계단을 형성하게 되며, 이를 단파(bore)라 한다. 반면에, 상대적으로 급한 해저경사면의 해역에서는 전술한 바와 같은 전경화현상이 발생되지 않고, 고립파(solitary wave)와 같은 파형을 유지하면서 전파된다. Photo 1.4에 동일본 대지진 시에 일본 Miyako에서 발생한 단파의 예와 그에 의한 호안의 피해상황을 나타낸다.



Photo 1.1. Destroyed houses by East Japan Tsunami at Rikuzentakata in Japan(Mori et al., 2011).



Photo 1.2. Destroyed bridge by East Japan Tsunami at Rikuzentakata in Japan(Mori et al., 2011).



Photo 1.3. Damaged caissons of Kamaishi Breakwater in Japan(Takahashi et al., 2011).



Photo 1.4. Damaged quay walls by tsunami bore of East Japan Tsunami at the Miyako coast of Japan(Mori et al., 2011).

최근, 일본중앙방재회의(The Japanese Central Disaster Prevention Council, 2012)에서는 M9.2의 크기를 갖는 Tokai, Tonankai 및 Nankai의 3연동지진의 발생가능성을 제기하고 있고, 이로 인한 지진해일의 위험성을 예고하고 있다. 다음의 Photo 1.5는 동일본 대지진시 지진해일에 의해 피해를 입은 가옥, 방파제 및 호안의 예를 나타낸다.



(a) Before



(b) After

Photo 1.5. Damages by tsunami attack at Miyako of Japan(Norio et al., 2011).

한편, 국내에서도 동해연안에 위치한 원자력발전소를 중심으로 연안지역에서 지진해일대책을 국가차원에서 수립하고, 지진해일의 처오름대책으로 호안의 마루높이를 높게 계획하고 있다. 일반적으로 호안과 같은 연안구조물의 피해원인으로는 먼저 큰 작용파력 및 월류를 고려할 수 있지만, 또한 기초지반에서 세굴과 액상화에 의해 지반파괴를 고려할 수 있다. 이러한 피해원인은 동시에 수반되는 경우가 많고, 따라서 연안방재구

조물의 설계에서는 피해를 최소화하기 위해서는 지진해일-연안구조물-지반의 동적거동에 대한 상호작용해석으로부터 구조물의 안정성을 종합적으로 검토할 필요가 있다.

지진해일-호안-지반의 동적거동에서 지반내 과잉간극수압변동과 지반액상화는 일반적으로 실험적 혹은 수치적으로 검토된다. 지진해일을 대상으로 한 연구로는 원주 주변에서 지진해일에 의한 세굴을 유효응력의 관점에서 접근한 Tonkin et al.(2003), 지진해일을 고립파로 근사하고 Boussinesq방정식을 적용하여 얻어진 수치해석결과를 실험으로부터 검증한 Young et al.(2009), 지진해일을 단파로 근사하여 원심모형시험기에서 혼성방파제에 작용하는 단파파력과 지반을 포함한 구조물의 안정을 검토하고, SPH모델(Smoothed-particle Hydrodynamics model)에 의한 수치결과와 실험결과를 비교하고 있는 Miyake et al.(2009) 및 Imase et al.(2012), 지진해일을 장파로 근사하여 기초지반의 간극수압과 세굴 가능성 등을 평가한 Yeh and Mason(2014)의 연구 등을 들 수 있지만, 고립파 혹은 단파로 근사되는 지진해일에 강비선형이론을, 동시에 지반거동에 소성이론과 구조물에 탄성이론을 적용하고 있는 연구사례는 거의 볼 수 없다.

동일본 지진해일시에는 주요 국도, 해안가 혹은 하천 등에 설치된 많은 육상교량이 유실되었고, 이에 따라 시급한 인명 복구현장으로의 접근이 불가능하여 많은 인명손실이 초래되었을 뿐만 아니라 재해복구에도 많은 시간이 지체되었다는 점, 그리고 사회간접자본의 재구축이라는 경제적인 손실을 고려하면 지진해일내습이 예상되는 육상교량의 설계에 지진해일파력에 대한 대책이 반드시 강구될 필요가 있는 것으로 판단된다. 육상교량에 작용하는 지진해일파력에 대한 연구는 2004년 인도양지진해일시에 다수의 교량이 유실되는 피해를 입은 이후 본격적으로 수행되기 시작하였다. 항내로 유입되는 하천(소하천)이 있고, 이를 횡단하는 육상교량이 설치되어 있는 경우 하천을 소상하는 지진해일로 인하여 Photo 1.2에 제시된 바와 같이 육상교량이 큰 피해를 입을 수 있다. 또한, 항의 규모와 내습하는 지진해일의 특성에 따라 발생하는 부진동에 의해 지진해일고가 크게 증폭될 수 있고, 지진해일이 하천을 소상하는 경우는 Dry상태의 육상의 경우보다 지진해일의 전파속도보다 훨씬 빠르게 되므로 구조물에 작용하는 지진해일파력이 크게 된다.

항내에서 지진해일내습에 따른 연안구조물의 피해, 연안구조물 천단상의 월류에 따른 침수·범람에 의한 피해 및 연안역에 설치된 육상교량의 피해 등을 방지하기 위해서는 항내로 침입하는 지진해일고를 적극적으로 제어할 필요가 있다.

이러한 관점에서 본 연구에서는 공진장치로 항내로 내습하는 지진해일을 제어하는

연구도 동시에 수행한다. 항내로 침입하는 지진해일을 제어하는 보편적이고 구조적인 방법은 지진해일방파제를 축조하는 것이다. 그러나, 이의 방법은 막대한 건설비가 소요되며, 기존의 해역환경을 크게 변화시키는 악영향이 나타날 수 있다. 따라서, 기존 외곽방파제의 개구부(항로)에 공진장치를 부착하는 공법을 제안한다.

공진장치는 초기에 파동필터이론(Nakamura et al., 1985)으로부터 고안되었으며, 이는 입사하는 단주기파, 장주기파 혹은 지진해일파가 갖는 파장과 공진장치의 길이(전후와 좌우)와의 비가 특정한 값을 갖는 경우에 파에너지가 장치내에 포획되어 배후로 전달되는 파랑에너지를 저감시키는 장치이며, 장치내에서 가장 많은 파에너지가 포획되기 위해서는 내부에서 공진이 발생되어야 한다. 이러한 개념으로부터 “공진장치”로 명명되었다. 여기서, 단순한 형상을 갖는 이상적인 공진장치의 경우 입사하는 파의 파장 L 에 대해 공진장치의 길이를 $L/4$ 로 하면 공진이 발생되지만, 실효적인 경우는 수심이 변하고, 주변의 장애물 혹은 차폐물로부터 반사 및 회절 등으로 $L/4$ 이라는 관계가 일반적으로 성립되지 않는다. 입사되는 파에 대해 최적의 공진장치 크기를 도출하기 위해서는 공진장치의 길이나 폭과 같은 크기를 변화시킬 필요가 있고, 보다 최적의 형상을 고안하기 위해서는 공진을 최대화시키면서 동시에 장치내에서 포획된 파에너지를 크게 소산시킬 수 있는 방안을 강구할 필요가 있다. 이러한 측면에서 제6장에서 언급되는 신형식공진장치가 고안된 것으로 판단된다.

하여튼, 단주기파(Nakamura et al., 1985; Nakamura et al., 1998; Nakamura et al., 2007; Lee et al., 2010, 2012b) 및 장주기파(Poon et al., 1998; Bellotti, 2007; Lee et al., 2012c)를 제어하려는 목적으로 Fig. 1.1과 같이 공진장치를 기존방파제에 부착하는 방안이 검토·연구되어 왔다. 이로부터 1min 오더의 크기를 갖는 선박의 장주기운동을 제어하기 위하여 미국 Long Beach항내 J부두에서 Photo 1.6과 같은 공진장치(Poon et al., 1998)가, 그리고 이탈리아 Ostia에 있는 로마 요트항에 Photo 1.7과 같은 공진장치(Bellotti, 2007)가 각각 도입된 사례가 있다. 또한, Lee et al.(2010, 2012a, 2012b, 2012c)은 3차원수리모형실험과 3D-NIT모델(3-Dimensional Numerical Irregular wave Tank model)에 기초한 수치해석법을 적용하여 단주기파, 장주기파 및 고립파의 각각 및 그들의 동시제어에 관하여 Fig. 1.1과 같은 공진장치의 유용성을 검토하였다.

한편, Fig. 1.1의 공진장치가 지진해일을 제어할 목적으로 기존방파제에 적용하는 연구도 수행되어 왔다(Nakamura and Latt, 2010; Latt and Nakamura, 2011a, 2011b; Lee et al., 2010, 2012a). 이들의 연구에서는 모두 일정 수심역상에서 지진해일을 초장주기

파(검토된 주기는 600s~1,800s) 혹은 고립파로 근사하고 있으므로 변동수심 등의 실효역에서 지진해일의 수리특성과는 상이하며, 따라서 기개발공진장치의 유용성과 기능성 등을 실효역에서 면밀히 검토할 필요가 있다.

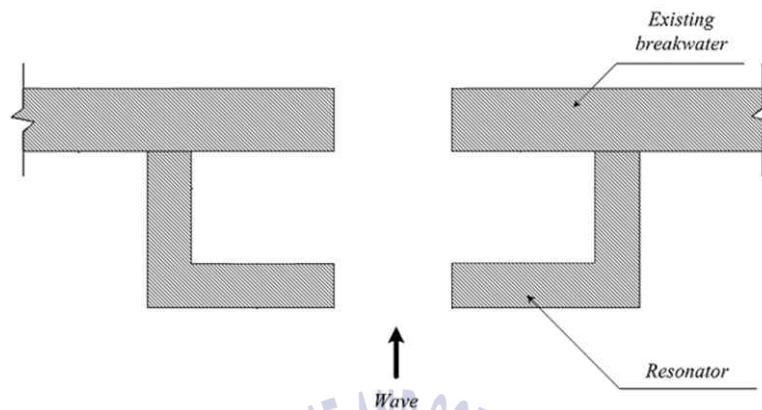


Fig. 1.1. Shape of wave resonator proposed firstly by Nakamura et al.(1985).

최근에, Latt and Nakamura(2011b)는 Fig. 1.2에 나타내는 새로운 형상의 공진장치를 고안하고, 지진해일을 일정수심의 초장주기파로 근사시켜 그의 제어에 관한 효능을 입증하고 있으며, 또한 실효역으로 적용성을 논의·검토하고 있다. 그러나, 전술한 바와 같이 실효역은 일정수심이 아닌 변동수심역이고, 또한 실제의 지진해일은 초장주기파와는 수리현상이 상이하다.



Photo 1.6. Wave resonator constructed at Pier J of Long Beach port in USA to attenuate excessive ship motions(Poon et al., 1998; <http://earth.google.com>).



Photo 1.7. Wave resonator constructed at Ostia-Rome yacht harbour in Italy(Bellotti, 2007; <http://earth.google.com>).

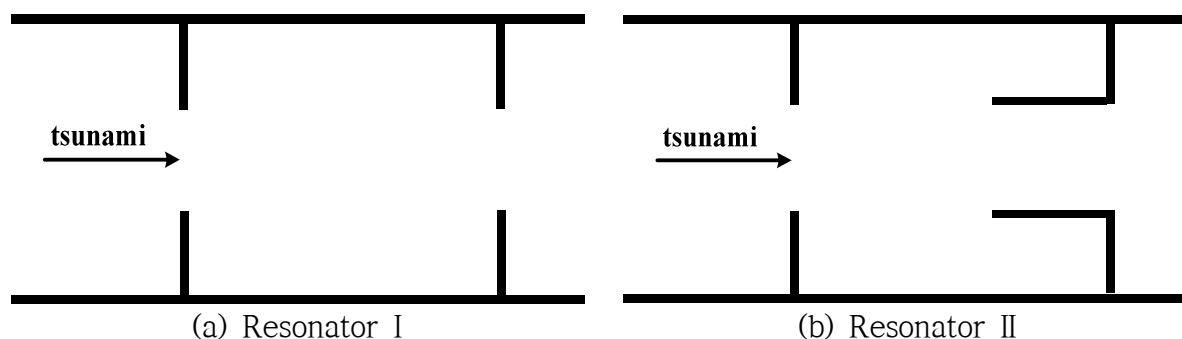


Fig. 1.2. Newly developed resonator(Latt and Nakamura, 2011b).

1.2 연구의 구성과 개요

이상과 같은 지진해일의 내습에 따른 “지진해일-구조물-지반의 상호작용 및 공진장치에 의한 지진해일의 제어에 관한 수치해석”이라는 본 논문은 크게 다음과 같이 5개의 분야로 구성된다.

- (1) 단파로 근사된 지진해일 · 호안 · 지반과의 상호작용해석(제2장)
- (2) 고립파로 근사된 지진해일 · 호안 · 지반과의 상호작용해석(제3장)
- (3) 고립파로 근사된 지진해일 · 육상교량과의 상호작용해석(제4장)
- (4) 기존공진장치에 의한 지진해일의 제어(제5장)
- (5) 신형식공진장치에 의한 지진해일의 제어(제6장)

이상의 각 항에 대하여 개요를 서술하면 다음과 같다.

(1) 단파로 근사된 지진해일 · 호안 · 지반과의 상호작용해석(제2장): 본 연구에서는 천수현상으로 증폭된 지진해일이 항내로 내습하는 경우를 대상으로 한다. 본 연구에서는 지진해일을 단파로 근사하고, 수치파동수로내 가상적인 게이트의 좌 · 우에 존재하는 상이한 두 정수심의 수두차를 이용하여 단파를 발생시킨다. 그리고, 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank; Lee et al., 2013) & FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program; Iai et al., 1992a, 1992b)모델을 적용하여 발생된 단파의 전파 및 해안구조물과의 상호작용, 지반내 간극수압과 유효응력의 발생 및 액상화 등을 해석한다. 또한, Imase et al.(2012)에 의한 실험치와 2D-NIT & FLIP모델로부터 산정되는 수치해석결과를 비교 · 검토하여 본 연구의 타당성을 검증한다. 이에 근거하여 단파작용하 직립호안에서 구조물의 동적거동 및 주변지반내 동적응답 특성을 토의한다.

(2) 고립파로 근사된 지진해일 · 호안 · 지반과의 상호작용해석(제3장): (1)의 경우와 동일한 상황에 대해 본 연구에서는 지진해일을 고립파로 근사하여 2D-NIT모델을 적용하여 고립파를 수치조파하고, 이로 인한 지반내에서 간극수압과 액상화와 같은 지반거동 해석에 유한요소해석프로그램인 FLIP을 적용한다. 이 2D-NIT & FLIP모델로부터 산정되는 수치해석결과와 Young et al.(2009)에 의한 실험값을 비교 · 검토하여 본 해석법의 타당성을 검증한다. 이로부터 고립파로 근사될 수 있는 지진해일작용하의 직립호안에 서 구조물의 동적거동 및 주변지반내 간극수압, 유효응력 및 액상화 등의 지반응답을 검토한다.

(3) 고립파로 근사된 지진해일 · 육상교량과의 상호작용해석(제4장): 본 연구에서는 지진해일파력의 산정에 유용성이 충분히 검증된 Navier-Stokes solver에 기초한 3차원혼상류해석법인 TWOPM-3D모델(3D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows model; Lee et al., 2013)을 적용하며, 수면형의 추적에는 VOF법을, 이산방정식에는 SMAC(Simplified Marker and Cell; Amsden and Harlow, 1970)법을, 난류해석에는 LES(Large Eddy Simulation; Smagorinsky, 1963)모델을 각각 적용한다. 이로부터 2004년 인도양지진해일시에 피해를 입은 인도네시아 Lueng Le Bridge(Shoji et al., 2009)를 대상으로 고립파에 의한 지진해일파의 내습시 작용파력을 TWOPM-3D로 수치해석한다. 파력의 추정에는 항력만을 고려하는 기존의 방법과 달리 항력과 관성력을 동시에 고려하는 Morison식을 적용한다. 이로부터 항력계수와 관성력계수를 추정하고, 결과를 기존의 설계기준과 비교 · 검토한다. 따라서, 이 수치해석법의 적용성, 그리고 파력의 추정에서 항력계수와 관성력계수를 동시에 고려하는 Morison식의 적용성과 타당성을 논의한다.

(4) 기존공진장치에 의한 지진해일의 제어(제5장): 본 연구에서는 지금까지 검토되지 않은 Fig. 1.1의 공진장치를 실향역의 지진해일파동장에 적용하여 그의 유용성을 수치적으로 검토한다. 수치모의에는 지진해일의 생성과 전파 등에 널리 이용되고 있고, 그의 타당성이 입증된 COMCOT모델(Cornell Multigrid Coupled Tsunami Model; Liu et al., 1998)을 적용한다. 이 때, 1983년의 동해중부지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해일을 대상으로 하며, 대상지로 동해안의 묵호항과 임원항을 선정하여 공진장치의 설치 유무에 따른 지진해일고의 저감율을 중심으로 지진해일고의 시 · 공간분포 및 침수 · 범람 등에서 공진장치의 유용성을 검토한다.

(5) 신형식공진장치에 의한 지진해일의 제어(제6장): 본 연구에서는 Latt and Nakamura(2011b)에 의해 새롭게 개발된 Fig. 1.2의 신형식공진장치 I과 II를 변동수심역의 실효역과 실제 지진해일파동장에 적용하여 지진해일의 제어특성과 그의 유용성 등을 수치적으로 검토한다. 대상의 실효역은 동해안의 삼척항이고, 대상으로 한 실제 지진해일은 1993년 북해도남서외해지진해일이다. 수치모의에는 전술한 COMCOT모델을 적용하며, 이로부터 신형식공진장치의 부착유무 및 그의 크기와 설치위치에 따른 지진해일고의 저감율을 중심으로 지진해일고의 시·공간분포 등에 관하여 신형식공진장치의 유용성을 검토한다.

이 논문의 마지막에서는 제2장부터 제6장까지 각 장에서 도출된 결론들을 종합한 결론을 제7장에 기술한다.

1.3 연구의 공간적인 범위

전절에서 서술된 바와 같이 본 연구에서 다루는 공간적인 범위는 Fig. 1.3에서 나타내고 있는 바와 같이 항을 중심으로 파원으로부터 지진해일이 전파되어 항내로 침입하기 전까지의 항외영역, 지진해일이 항내로 침입하여 다중반사, 부진동, 호안의 천단상으로 월류에 따른 침수·범람 및 지진해일-호안-해저지반의 상호작용이 발생하는 항내영역, 그리고 항내로 유입되는 하천(소하천)을 따라 지진해일이 소상하여 지진해일-육상교량과의 상호작용이 발생하는 연안육역으로 각각 구성된다.

이러한 영역은 지진해일이 발생·전파·변형되면서 조우되는 유의미한 물리적인 현상을 포함하는 영역으로, 연안방재차원에서 매우 중요한 공간이다. 더불어, 항내영역에서 지진해일-호안-지반의 상호작용해석은 지진해일-연안구조물-지반으로 확장될 수 있고, 연안구조물로는 방파제와 안벽을 포함하는 항만구조물로까지 확장될 수 있다. 또한, 연안육역에서 지진해일-육상교량의 상호작용해석은 육상저유탱크, 가옥과 같은 거의 모든 육상구조물로까지 확장 가능하다.

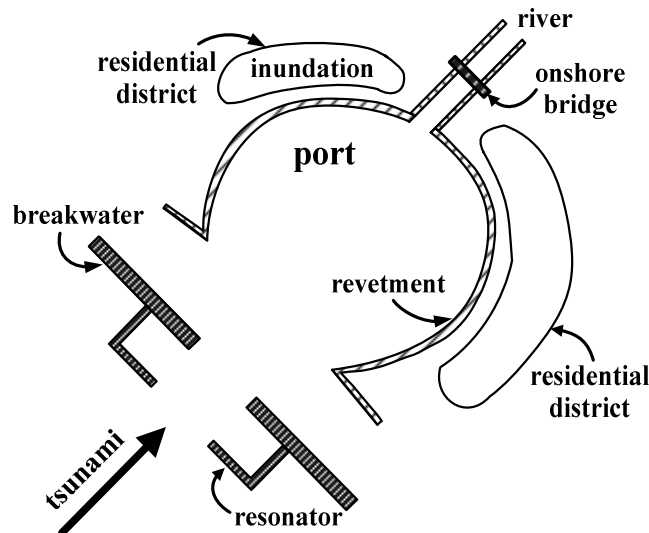


Fig. 1.3. Spatial areas for current study.

1.4 파랑에 의한 해저지반내 간극수압과 액상화의 개요

본 절에서는 제4장과 제5장에서 다루어지는 해저지반내에서 과잉간극수압(정수압을 초과하는 간극수압으로 파에 의한 동압으로부터 발생된다) 및 액상화에 대한 개요를 기술한다.

지반공학 용어에서 액상화는 개개 토립자 사이에 유효응력이 사라지고, 이로 인하여 물-저질의 혼합물 전체가 유체처럼 거동하는 흙의 상태를 일컫는다. 이의 경우 지반은 저항력을 상실하므로 상부 중력식구조물은 파괴된다. 매설파이프라인은 지반액상화로 해저 지반의 표면으로 부상될 수 있고, 경우에 따라 침하될 수도 있다.

1.4.1 해저지반내 간극수압

진행파가 해저지반상을 통과할 때 지반내에서는 두 종류의 간극수압, 즉 진동간극수압과 잔류간극수압이 발생한다. 다음의 Fig. 1.4(b)에 나타내는 바와 같이 진행파의 파봉하 저면상에서는 (+)의 간극수압(지반에 대하여 압축)을, 파곡하에서는 (-)의 간극수압(지반에 대하여 팽창)을 작용시킨다. 따라서, 해저지반내의 임의지점은 해저면에 작용하는 동파압과 동일하게 (+)와 (-)의 간극수압이 주기적으로 나타나며, 이를 진동간극수압(oscillatory pore-water pressure)이라고 부른다. 일반적으로 진동간극수압은 해저면에서 제일 큰 값을 나타내고, 지반내 깊이가 깊어짐에 따라 소산되는 특징을 나타낸다. 특히, 불포화지반인 경우는 약간의 기포를 포함하고 있으므로 포화지반의 경우보다 간극

수압이 깊이에 따라 매우 빠르게 소산된다.

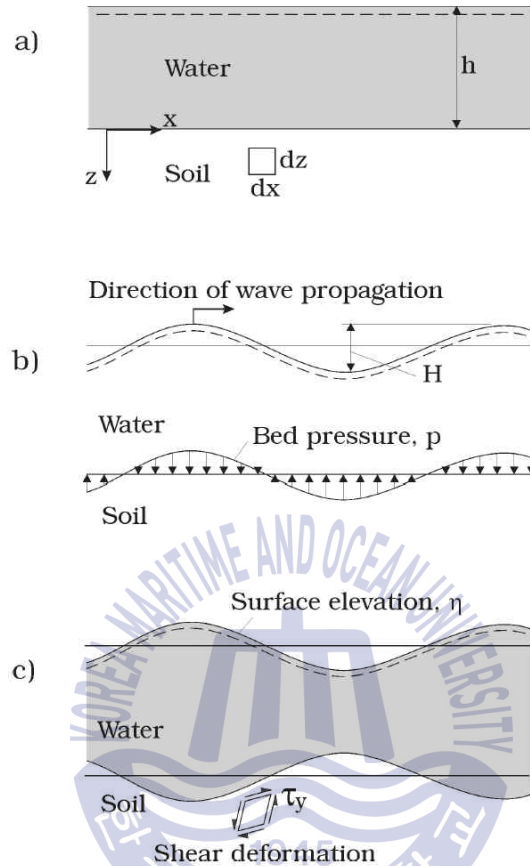


Fig. 1.4. Elastic deformation of the seabed soil under a progressive wave(Sumer, 2014).

다음으로, Fig. 1.4(c)에 나타내고 있는 바와 같이 파-지반의 경계면은 수면변동과는 180° 의 위상차가 발생하며, 이로 인하여 지반내에 전단응력이 발생하게 된다. 이러한 전단응력은 파가 지속됨에 따라 주기적으로 변하며, 토립자들이 초기에 느슨하게 다져져 있다면 주기적인 전단응력과 그와 관련된 지반내 전단변형으로 지반내 간극체적이 감소되면서 점차적으로 토립자가 재배열될 것이다. 따라서, 간극수에 압력을 가하게 되고, 비배수지반의 경우 간극수압의 누적으로 이어질 것이다. 이와 같이 누적되는 간극수압을 잔류간극수압(residual pore-water pressure)이라고 부른다.

여기서, 진동간극수압과 잔류간극수압은 개별적으로 나타나는 것이 아니고 동시에 나타나며, 이를 시간변동과 함께 나타낸 것이 다음의 Fig. 1.5(그림에서 σ'_0 는 초기평균 유효연직응력, p_{max} 는 잔류간극수압의 최대치, p 는 간극수압, t 는 시간이다)이다.

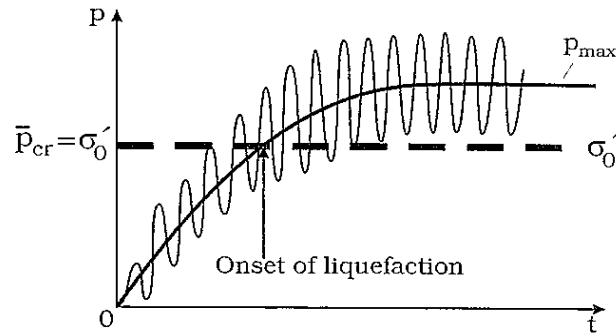


Fig. 1.5. Schematic description of oscillatory and residual(buildup) pore-water pressures(Sumer, 2014).

1.4.2 해저지반의 액상화

파동에 의한 지반액상화는 다음과 같은 두 다른 메커니즘에 의해 주로 발생된다.

- (1) 간극수압의 누적, 즉 잔류간극수압에 의한 잔류액상화(residual liquefaction)
- (2) 파곡 통과시 지반에서 상방연직압력(진동간극수압)경사에 의한 순간액상화(momentary liquefaction)

먼저, 잔류액상화를 기술한다. 잔류간극수압의 형성에서 기술한 바와 같이 점차적으로 누적된 간극수압(잔류간극수압)은 상재압을 초과하는 단계(Fig. 1.6에서 $\bar{p}_{cr} = \sigma'_0$)에 도달할 수 있다. 이러한 마지막 상황에서 토립자는 비구속되어 완전히 자유롭게 될 것이며, 흙은 마치 액체와 같이 움직이기 시작할 것이다. 이 과정을 잔류액상화로 부른다.

그리고, 순간액상화는 전술한 진동간극수압의 연직분포에서 나타낸 바와 같이 완전 포화토에서는 거의 발생되지 않고, 지반내 기포가 함유된 불포화토에서 발생된다. 불포화토의 경우는 지반깊이에 따른 압력경사가 대단히 클 수 있고, 특히 해저면 근방에서 대단히 클 수 있다. 따라서, 파곡의 통과시 해저면 근방에서는 상당한 크기의 양압이 발생될 수 있다는 것을 의미한다. 이 양압이 지반의 수중중량을 초과한다면 지반은 파괴될 것이고, 결과적으로 액상화될 것이다. 이러한 종류의 액상화를 순간액상화로 칭한다(여기서 파곡 통과시 짧은 기간에 걸쳐 액상화가 발생하며, 나머지 파주기 동안의 지반은 비액상화상태에 있다. “순간”이라는 용어는 액상화가 대단히 ‘짧은 기간’에 발생한다는 것을 의미한다).

1.4.3 잔류간극수압에 의한 액상화와 다짐

액상화는 전술한 바와 같이 순간액상화와 잔류액상화로 분류되지만, 발생메커니즘은 상이하다. 일반적으로 순간액상화는 불포화토에서 상향압력경사가 큰 해저면 근방에서 발생하지만, 액상화 깊이는 크지 않다. 반면에, 해저지반내 전단응력의 변화에 따른 간극수압의 누적으로 발생하는 잔류액상화는 해저면 근방에서는 작고, 저면깊이가 깊을수록 커지는 경향이 있고, 액상화에 의한 지반파괴는 주로 잔류액상화에 의한 경우가 대부분이다.

다음에 나타내는 Fig. 1.6은 해저의 임의깊이 z 에서 시간에 따른 잔류간극수압의 시간이력을 나타낸 것이다. 파랑의 내습과 더불어 과잉간극수압이 증가하기 시작한다(Fig. 1.6에서 A). 과잉간극수압의 증가에 따라 상향압력경사가 발생되며, 누적된 압력은 불투수면 저면에서 가장 크고, 상향압력경사를 발생시키는 해저면에서 가장 작다. 이러한 압력경사는 액상화된 지반에서 간극수를 상방으로 이동시킨다. 반면에 토립자는 서로 접촉하기 시작할 때까지 수중에서 침강한다. Fig. 1.6의 B에서 액상화가 시작되고, 짧은 동안에 간극수압은 최대치에 도달하며, 퇴적이 멈출 때까지 간극수압에서 실질적으로 변화는 없고, 저질입자가 접촉되는 다짐이 시작된다. 그러나 다짐 시작 후 어느 정도 시간 동안 과잉간극수압에서 실질적인 변화가 없을 것이다. 따라서 실제 다짐은 Fig. 1.6에서 D와 C 사이의 어딘가에서 시작될 것이다. 간극수가 지반으로부터 배수됨에 따라 과잉간극수압은 지속적으로 소산될 것이다(Fig. 1.6에서 F).

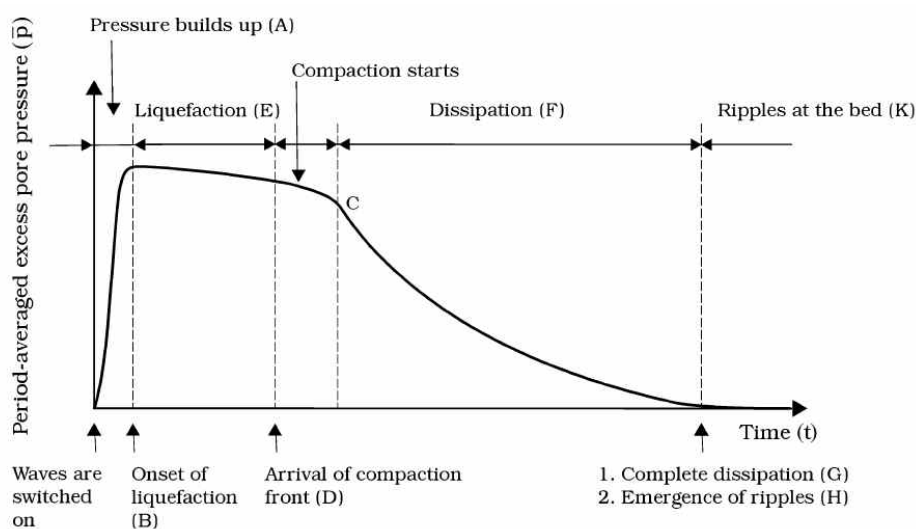


Fig. 1.6. Schematic description for time series of residual pore pressure at depth z (Sumer, 2014).

다짐의 결과로 해저면은 지속적으로 하향으로 이동할 것이다. 여기서 한 가지 중요한 점은 과잉간극수압이 완전히 소산되는 시간(Fig. 1.6에서 G)과 해저면에 다짐경계면이 도달하는 시간이 일치한다는 것이다.

1.5 단파와 고립파

Shore Protection Manual(CERC, 2001)에 의하면 단파(bore)와 고립파(solitary wave)는 다음과 같이 정의되고 있다.

-BORE : “A very rapid rise of the tide in which the advancing water presents an abrupt front of considerable height. In shallow estuaries where the range of tide is large, the high water is propagated inward faster than the low water because of the greater depth at high water. If the high water overtakes the low water, an abrupt front is presented with the high water crest finally forward as the tide continues to advance.”

-SOLITARY WAVE : “A wave consisting of a single elevation(above the original water surface), its height not necessarily small compared to the depth, and neither followed nor preceded by another elevation or depression of the water surfaces.”

단파의 정의에서 Tide라는 용어는 지진해일을 포함하며, 다음의 Fig. 1.7에 나타내는 바와 같이 단파는 불연속면의 전면에 낮은 수심을, 배면에 높은 수심을 갖는 계단상의 파를 나타낸다. 이에 대한 대표적인 예로 Dam break에 의한 것을 들 수 있다. 또한, 고립파는 Fig. 1.8에 나타내는 바와 같이 하나의 파로 구성되고, 파형은 모두 원래의 정수면 위에 존재하며, 파장은 무한대이다.

단파와 고립파는 지진해일이 천해역에 전파되었을 때 나타날 수 있는 파형으로 근사되며, 수심이 급격히 변하는 경우에는 고립파로, 수심이 완만하게 변하는 경우에는 단파로 근사될 수 있는 것으로 알려져 있다. 하지만, 최근의 연구 등에 따르면 고립파와 지진해일은 물리적으로 차이가 있는 것으로 지적되고 있다.

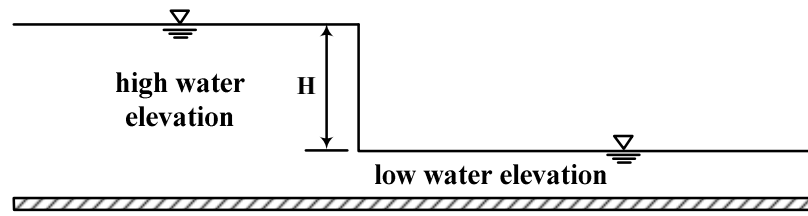


Fig. 1.7. General shape of bore.

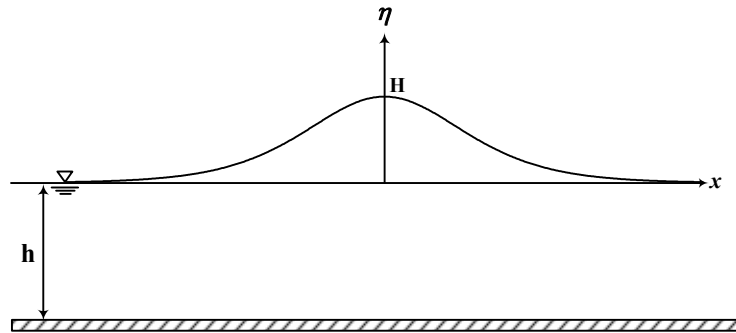


Fig. 1.8. General shape of solitary wave.



References

- Amsden, A.A. and Harlow, F.H. (1970). The SMAC method : A numerical technique for calculating incompressible fluid flow. Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M.
- Bellotti, G. (2007). Transient response of harbours to long waves under resonance conditions, *Coastal Engineering*, 54(9), 680-693.
- Cho, Y.S., Sohn, D.H., Lee, S.O. (2007). Practical modified scheme of linear shallow-water equations for distant propagation of tsunamis. *Ocean Engineering*, 34, 1769-1777.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, JSSMFE, 32(2), 1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundation*, JSMFE, 32(2), 16-20.
- Imase, T., Maeda, K. and Miyake, M. (2012). Destabilization of a caisson-type breakwater by scouring and seepage failure of the seabed due to a tsunami, ICSE6-128, Paris, 807-814.
- Kim, D.S., Kim, J.M. and Lee, K.H. (2007a). Numerical simulation of tsunamis that affected the coastal zone of east sea, *Journal of Ocean Engineering and Technology*, 21(6), 72-80.
- Kim, D.S., Kim, J.M., Lee, K.H. and Son B.K. (2007b). Analysis of the effects on the southeastern coast of Korea by a tsunami originating from hypothetical earthquake in Japan, *Journal of Ocean Engineering and Technology*, 21(6), 64-71.
- Latt, N.Z. and Nakamura, T. (2011a). Performance of wave resonators located at a harbor entrance for reducing very long waves, *Annual Journal of Civil Engineering in the Ocean*, 67(2), 892-896.
- Latt, N.Z., Nakamura, T. (2011b). Effectiveness of a newly developed resonator against tsunamis. *Journal of Japan Society of Civil Engineers*, Ser. B3, 67(2), 637-642.
- Lee, K.H., Jeong, S.H., Jeong, J.W. and Kim, D.S. (2010). Effectiveness of a wave resonator under short-period waves and solitary waves, *Journal of the Korean Society of Civil Engineers*, 30(1B), 89-100.

- Lee, K.H., Beom, S.S., Kim, D.S., Part, J.B. and An, S.W. (2012a). A study on the control of solitary waves by resonator, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 24(1), 48-57.
- Lee, K.H., Beom, S.S., Kim, D.S., Part, J.B. and An, S.W. (2012b). A study on the control of short-period waves by resonator, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 24(1), 36-47.
- Lee, K.H., Beom, S.S., Kim, D.S., Choi, N.H., Part, J.B. and An, S.W. (2012c). Application of wave resonator to the field for controlling secondary undulation, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 24(1), 58-65.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC wave generation system considering sea water exchange, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 25(3), 128-137.
- Liu, P.L.-F., Woo, S.B. and Cho, Y.S. (1998). Computer programs for tsunami propagation and inundation, Technical report, Cornell University.
- Mori, N., Takahashi, T., Yasuda, T. and Yanagisawa, H. (2011). Survey of 2011 Tohoku earthquake tsunami inundation and run up, Geophysical Research Letters, 38(7).
- Nakamura, T. and Latt, N. Z. (2010). Development of a new resonator with additional walls to attenuate very long waves, Annual Journal of Civil Engineering in the Ocean, 26, 855-860.
- Nakamura, T., Mochizuki, H. and Morita, S. (1985). Performance of a resonator designed by the Wave Filter Theory-Applicability to a harbor, Proc. Coastal Eng., JSCE, 25, 1280-1292.
- Nakamura, T., Morita, S. and Kato, K. (1998). Wave protection performance of a resonator founded at harbor entrance” , Proc. Coastal Eng., JSCE, 45, 721-725.
- Miyake, T., Sumida, H., Maeda, K., Sakai, H., and Imase, T. (2009). Development of centrifuge modelling for tsunami and its application to stability of a caisson-type breakwater, J. of Civil Eng. in the Ocean, 25, 87-92.
- Nakamura, T., Saeki, S., Nyein, Z. L. and Nakayama, A. (2007). Effectiveness of a resonator under wave breaking and non-wave breaking conditions for sheltering a harbor, Proc. Civil Eng. in the Ocean, 23, 799-804.

- Norio, O., Ye, T., Kajitani, Y., Shi, P., Tatano, H. (2011). The 2011 eastern Japan great earthquake disaster: overview and comments. *Intl. J. of Disaster Risk Science*, 2(1), 34-42.
- Poon, Y.K., Raichlen, F. and Walker, J. (1998). Application of physical models in long wave studies for the port of Long Beach, *Proc. 26th ICCE, ASCE*, 1222-1235.
- Shoji, G., Moriyama, T., Fujima, K., Shigihara, Y. and Kasahara, K. (2009). Experimental study associated with a breaking tsunami wave load acting onto a single span bridge deck. *Journal of Structural Engineering*, 55A, JSCE, 460-470.
- Shore Protection Manual. (2001). Shore Protection, Vol.II, U.S. Army Coastal Engineering Research Center, Department of the Army Corps of Engineers, Third Edition.
- Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiments with the primitive equations. *Mon. Weath. Rev.*, 91(3), 99-164.
- Sumer, B.M. (2014). Liquefaction around marine structures, World Scientific, 453.
- Takahashi, S., Kuriyama, Y. and Tomita, T. (2011). Urgent survey for 2011 great east Japan earthquake and tsunami disaster in ports and coasts-part I (tsunami), Technical Note of PARI, 1231.
- The Japanese Central Disaster Prevention Council (2012). Investigative commission of giant earthquake model of Nankai trough, The 16th, About proceedings summary, <http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/16/>.
- Tonkin, S., H. Yeh, F. Kato, and S. Sato (2003). Tsunami scour around a cylinder, *J. of Fluid Mech.*, 496, 165-192.
- Yeh, H. and Mason, H.B. (2014). Sediment response to tsunami loading : mechanisms and estimates, *Geotechnique*, 64(2), 131-143.
- Yoon, S.B., Lim, C.H., Cho, Y.S., Choi, C.S. (2002). Accuracy evaluation of dispersion-correction finite difference model for tsunami propagation. *Journal of Ocean Engineering and Technology*, 14(2), 116-127.
- Young, Y.L., White, J.A., Xiao, H., Borja, R.I. (2009). Liquefaction potential of coastal slopes induced by solitary waves. *Acta Geotechnica*, 4(1), 17-34.

제 2 장 단파작용에 따른 호안과 지반의 동적응답

2.1 서언

지진해일파의 파장은 수십 킬로미터에 이르기 때문에 지진해일이 파원을 출발하여 해안에 접근하면 수십 킬로미터나 되는 파동의 선단부는 천해에 도달되지만, 그 후단은 아직 심해에 위치하는 경우가 많다. 해안에 근접하는 지진해일파의 선단은 전파가 지체되는 반면에 후단은 빠르게 되어 그 사이에서 응축된 에너지는 높은 파고로 전환된다. 이와 같이 지진해일파의 선단이 가파르게 증폭되는 전경화현상이 발생하면 그 전면의 수위와는 층을 이루게 되며, 지진해일파는 파장이 대단히 길기 때문에 전경화된 부분의 배면에서는 수위가 하강되지 않고 선단을 경계로 수위에 계단을 형성하게 된다. 이를 단파(bore)라 한다.

단파는 해안저지대에서 침수와 범람, 빠른 흐름에 의한 가옥과 같은 건물의 유실과 파괴, 큰 작용파력에 의한 방파제, 교량 및 항만과 같은 인프라의 심각한 파괴뿐만 아니라 귀중한 수많은 인명피해를 들 수 있다.

지진해일파로 인한 본 연구의 대상인 연안구조물의 피해원인으로 먼저 큰 작용파력을 고려할 수 있지만, 더불어 기초지반에서 세굴과 액상화와 같은 지반파괴를 고려할 수 있다. 일반적으로는 이러한 피해원인이 동시에 수반되는 경우가 많고, 따라서 연안 방재구조물의 설계에서는 피해를 최소화하기 위해 지반거동을 포함한 구조물의 안정성을 신중히 검토할 필요가 있다.

일반 풍파뿐만 아니라 지진해일파가 해저지반상으로 전파될 때 수위변화에 따른 수압변동이 발생되고, 이로 인하여 증가된 간극수압이 지중에서 전부 해소(배수작용)되면 지반내에서 유효응력의 변화가 발생되지 않으며, 더불어 액상화도 발생되지 않는다. 하지만, 일반적으로 지반의 투수계수가 아주 작기 때문에 간극수가 순간적으로 배수되지 않으며, 또한 해저지반상에서 간극수압과 지반내에서 간극수압의 변화 사이에 위상차가 발생된다.

지진해일파의 통과에 따른 해저지반표면에서 수압변동량을 u_w , 지반내에서 간극수압 변동량을 u_m 으로 나타내면 지반의 유효상재압 σ'_v 는 다음과 같이 표현된다.

$$\sigma'_v = \sigma'_{v_0} + (u_w - u_m) \quad (2.1)$$

여기서, σ'_{v_0} 는 초기유효상재압이다.

식(2.1)에서 정수면보다 높은 수위를 갖는 파봉부분이 통과할 때 $u_w - u_m \geq 0$ 으로 될 수 있고, 반면에 정수면보다 낮은 파곡부분이 통과할 때 $u_w - u_m < 0$ 으로 될 수 있기 때문에 σ'_{v_0} 가 적은 해저지표면 부근에서는 $\sigma'_v < 0$ 으로 되는 경우가 나타날 수 있다. 이 상태에 도달되면 흙입자 사이에 작용하고 있는 힘, 즉 유효응력은 없어지고, 흙입자가 수중에 떠있는 액상화 상태로 발전된다.

지반액상화와 직접적인 연관을 갖는 과동으로 인한 지반내 과잉간극수압변동은 진동성분(oscillatory pore water pressure)과 잔류성분(residual pore water pressure)으로 구분될 수 있고, 각각은 서로 다른 방법으로 예측된다. 진동성분에 대해서는 대표적으로 다공질탄성지반(porous elastic seabed)에 기초한 Madsen(1978), Yamamoto et al.(1978), Tsai and Lee(1995), Jeng and Hsu(1996), Jeng(1997), 경계층근사를 적용한 Mei and Foda(1981), 해저지반내 흙의 포화도에 대한 중요성을 입증한 Okusa(1985), 교차비등방해저지반(cross-anisotropic seabed)에 대한 Kianto and Mase(1999) 및 Yuhi and Ishida(2002) 등의 연구를 들 수 있다. 또한, 잔류성분은 반복하중하에 흙의 수축에 의해 야기되는 과잉간극수압의 축적으로 발생되며(Seed and Rahman, 1978; Sumer and Fredsøe, 2002), 파작용시간에 비례하여 축적되는 경향을 나타낸다. 과동으로 인한 과잉간극수압의 축적에 대한 메커니즘은 지진시 지반내에 발생하는 과잉간극수압과 유효응력과의 관계(Seed et al., 1975)로부터 규명되어 있다. 이에 대한 연구로 해석해를 나타낸 McDougal et al.(1989), Cheng et al.(2001), Chen et al.(2005), Jeng et al.(2006, 2010)과 Jeng and Seymour(2007), 반복전단응력의 분포와 과잉간극수압소산을 고려하여 1차원유한요소모델을 확립한 Seed and Rahman(1978) 및 Laplace변환을 사용하여 중복과동으로 인한 액상화에 탄소성모델을 적용한 Sekiguchi et al.(1995) 등을 들 수 있고, 수치해석모델의 개발에 관해서는 Miyamoto, et al.(2004), Sassa and Sekiguchi(1999, 2001), Sassa et al.(2001) 등의 연구가 있다.

한편, 해안구조물이 설치된 해역에서 해저지반내 과잉간극수압 등의 동적거동을 검토한 연구로 Mase et al.(1994), Ulker et al.(2010), Li and Jeng(2008), Ye et al.(2014), Kang et al.(2013), Lee et al.(2014a, 2014b, 2014c) 등을 예로 들 수 있다.

이상에서 기술된 진동 및 잔류과잉간극수압 등과 같은 해저지반의 동적거동을 해석한 연구결과는 모두가 주기성 풍파를 대상으로 하고 있기 때문에 비주기성의 단파와 같은 지진해일파에는 적용될 수 없다. 따라서, 지진해일파를 대상으로 구조물의 거동과 해저지반내 간극수압, 변위 및 액상화 등과 같은 물리량의 동적거동특성을 명확히 평

가할 필요가 있다. 지진해일파 작용하에 지반내 액상화를 검토한 연구예로 원주 주변에서 지진해일에 의한 세굴을 유효응력의 관점에서 접근한 Tonkin et al.(2003)의 연구, 지진해일파를 고립파로 근사하고 Boussinesq방정식을 적용하여 얻어진 수치해석결과를 실험으로부터 검증한 Young et al.(2009)의 연구, 지진해일파를 단파로 근사하여 원심모형시험기에서 혼성방파제에 작용하는 단파파력과 지반을 포함한 구조물의 안정을 검토하고, SPH법에 의한 수치결과와 실험결과를 비교한 Miyake et al.(2009) 및 Imase et al.(2012)의 연구, 지진해일파를 장파로 근사하여 기초지반의 간극수압과 세굴의 가능성 등을 평가한 Yeh and Mason(2014)의 연구 등을 들 수 있다.

본 연구에서는 지진해일파를 단파로 근사하고, 수치파동수로내 가상적인 게이트의 좌·우에 존재하는 상이한 두 정수심의 수두차를 이용하여 단파를 발생시킨다. 그리고, 2차원수치파동수로인 2D-NIT(Two- Dimensional Numerical Irregular wave Tank; Lee et al., 2013)모델을 적용하여 발생된 단파의 전파 및 해안구조물과의 상호작용을 해석하고, 유한요소해석 프로그램인 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program; Iai et al., 1992a,b)을 적용하여 지반내 간극수압과 유효응력의 발생 및 액상화 등과 같은 지반응답을 해석한다. 또한, Imase et al.(2012)에 의한 실험치와 본 2D-NIT & FLIP모델로부터 산정되는 수치해석결과를 비교·검토하여 본 연구의 타당성을 검증한다. 이에 근거하여 단파작용하 직립호안에서 구조물의 동적거동 및 주변 지반내 동적응답 특성을 명확히 검토한다.

본문에서는 수위차를 이용하여 파고 4m와 6m의 단파를 발생시키고, 2D-NIT모델로부터 산정되는 지반과 구조물의 표면에서 시간변동파압을 FLIP모델에 시간이력하중으로 작용시켜 50s 동안 수치해석을 실시한다. 이 때, 입사단파가 직립호안을 월류하는 경우와 월류하지 않는 두 경우로 나누어 검토한다.

2.2 수치해석이론

2.2.1 2D-NIT모델의 개요

복잡한 자유경계면 거동을 효과적으로 추적할 수 있는 VOF법(Hirt and Nichols, 1981)이 제안된 이후에 자유경계면을 취급하는 많은 학문분야에서 이를 활용한 연구가 활발하게 진행되어 왔다(예로, CDIT, 2001). 특히, VOF법은 쇄파과정 및 쇄파후의 파형 변형과 같이 자유수면이 극심하게 변형되는 형상을 수치적으로 고정도로 재현할 수 있어 해안공학분야에서도 VOF법을 활용한 다양한 수치모델이 제안되고 있다. VOF법은 격자내에 분포시킨 유체율 함수를 통해 자유수면을 추적하는 수치기법이므로 이를 해

안공학분야에 적용하는 경우에는 파랑의 전달과 반사를 정확하게 모의할 수 있는 효과적인 무반사조건을 포함한 경계조건 및 수치조파수법이 수반되어야 한다. Fig. 2.1은 본 연구의 2D-NIT모델의 적용을 위한 수치파동수조를 나타내며, 그림에서는 조파를 위한 조파소스 및 무반사를 위한 감쇠영역 등이 주어져 있고, 감쇠영역의 폭 L_a 는 무반사조건을 실현하기 위하여 충분히 길 필요가 있다. 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)은 기존의 2차원수치파동수로모델을 불규칙파동장으로 확장한 모델로, 자유표면의 해석모델에 VOF법을, 난류모델에는 $k-\epsilon$ 모델을 각각 적용하고 있다. 기초방정식은 2차원비압축성의 점성유체를 대상으로 한 연속식 및 Navier-Stokes방정식을 PBM (Porous Body Model; Sakakiyama and Kajima, 1992)에 근거하여 확장한 다음의 식(2.2)~(2.4)으로 주어진다.

$$\frac{\partial \gamma_x u}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w}{\partial z} = \gamma_v S_p \quad (2.2)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial u}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uu}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z wu}{\partial z} = & -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(2 \frac{\partial u}{\partial x} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left(\frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x} \right) \right\} - D_x u - R_x + S_u \end{aligned} \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} \lambda_v \frac{\partial w}{\partial t} + \frac{\partial \lambda_x uw}{\partial x} + \frac{\partial \lambda_z ww}{\partial z} = & -\frac{\gamma_v}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left\{ \gamma_x \nu_e \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) \right\} \\ & + \frac{\partial}{\partial z} \left\{ \gamma_z \nu_e \left(2 \frac{\partial w}{\partial z} \right) \right\} - D_z w - R_z + S_z - \gamma_v g \end{aligned} \quad (2.4)$$

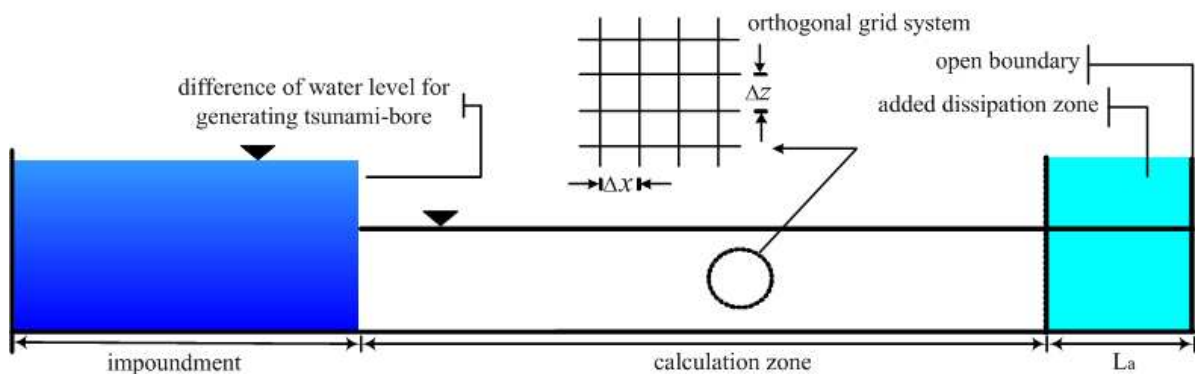


Fig. 2.1. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.

여기서, t 는 시간, x, z 는 수평 및 연직좌표, u, w 는 x, z 방향의 유속성분, ρ 는 유체밀도, p 는 압력, ν_e 는 분자동점성계수와 와점성계수의 합, g 는 중력가속도, λ_v 는 체적공극율,

λ_x, λ_z 는 x, z 방향의 면적공극율, D_x, D_z 는 경계에서 반사파의 제어를 위해 설치한 스폰지층에서의 에너지감쇠계수, S_ρ, S_u, S_w 는 해석영역내의 조파를 위한 소스항이다. 한편, $\lambda_\nu, \lambda_x, \lambda_z$ 는 투과층내에 관성력계수를 도입하여 구조물로부터 받는 관성력효과를 나타낸 파라미터로 식(2.5)와 같이 표현되고, R_x, R_z 는 투과층에서의 저항력으로 식(2.6)과 같이 주어진다.

$$\begin{cases} \lambda_\nu = \gamma_\nu + (1 - \gamma_\nu)C_M \\ \lambda_x = \gamma_x + (1 - \gamma_x)C_M \\ \lambda_z = \gamma_z + (1 - \gamma_z)C_M \end{cases} \quad (2.5)$$

$$\begin{cases} R_x = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta x} (1 - \gamma_x) u \sqrt{u^2 + w^2} \\ R_z = \frac{1}{2} \frac{C_D}{\Delta z} (1 - \gamma_z) w \sqrt{u^2 + w^2} \end{cases} \quad (2.6)$$

여기서, C_M 은 관성력계수, C_D 는 항력계수, $\Delta x, \Delta z$ 는 x, z 방향의 격자크기이다.

VOF함수 F 는 유체의 체적율로 $0 \leq F \leq 1$ 의 범위를 가지며, $F=1$ 의 경우는 유체셀, $F=0$ 의 경우는 기체셀, $0 < F < 1$ 의 경우는 표면셀로 판정하여 자유수면을 추적하며, 다음의 이류방정식에 의해 VOF함수가 이류된다.

$$\gamma_\nu \frac{\partial F}{\partial t} + \frac{\partial \gamma_x u F}{\partial x} + \frac{\partial \gamma_z w F}{\partial z} = S_f \quad (2.7)$$

여기서, S_f 는 해석영역내의 조파소스에 의해 부가되는 항이다.

2.2.2 FLIP모델의 개요

FLIP모델은 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델(lai et al., 1992a, 1992b)이며, 이 모델에서는 원형고정경계를 Fig. 2.2와 같은 전단변형영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 여기서, 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 단순전단메커니즘이라고 할 수 있고, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한 응력-변형률관계를 잘 모사할 수 있다.

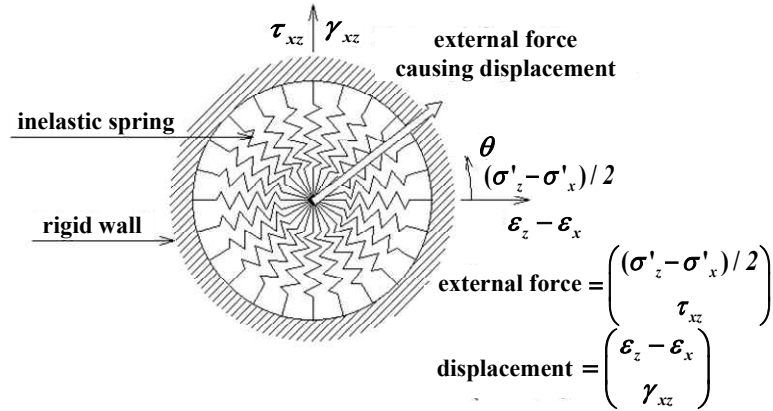


Fig. 2.2. Schematic diagram of multi-spring model(Towata and Ishihara, 1985).

각 스프링에서 힘과 변위관계는 쌍곡선 형태의 하중-변위관계를 따른다. 원의 중심에서 이동점의 변위는 외력에 의해 발생한 전단변형을 나타내며, 절점에 작용외력의 결과로 흙에서 발생하는 전단응력이 나타난다. 평면변형상태에서 유효응력과 변형벡터를 다음의 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\begin{cases} \{\sigma'\}^T = \{\sigma'_x, \sigma'_y, \tau_{xz}\} \\ \{\varepsilon\}^T = \{\varepsilon_x, \varepsilon_y, \gamma_{xz}\} \end{cases} \quad (2.8)$$

여기서, $\{\sigma'\}$ 는 유효응력, $\{\varepsilon\}$ 은 변형률을 나타낸다.

구성방정식은 기본적으로 식(2.9)과 같이 주어진다.

$$\{d\sigma'\}^T = [D](\{d\varepsilon\} - \{d\varepsilon_p\}) \quad (2.9)$$

여기서, $\{d\sigma'\}$ 는 유효응력증분, $\{d\varepsilon\}$ 는 변형률증분, $[D]$ 는 다음의 식(2.10)으로 정의되고, $\{d\varepsilon_p\}$ 는 다음의 식(2.11)로 주어지는 다일러턴시에 따른 체적변형률증분을 각각 나타낸다.

$$[D] = K\{n^{(0)}\}\{n^{(0)}\} + \sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\}\{n^{(i)}\}^T \quad (2.10)$$

$$\{d\varepsilon_p\} = \{d\varepsilon_p/2, d\varepsilon_p/2, 0\} \quad (2.11)$$

여기서, K 는 반력계수, $R_{L/U}^{(i)}$ 은 접선전단계수, $\sum_{i=1}^I R_{L/U}^{(i)} \{n^{(i)}\} \{n^{(i)}\}^T$ 는 다중전단메커니즘으로, 각 메커니즘 $i = 1, 2, 3, \dots, I$ 는 각각 단순전단메커니즘으로 나타나며, 각각의 단순전단평면의 각도는 $\theta/2$ 이다. x 축에 관련된 접선전단계수는 복원력 특성과 쌍곡선의 응력-변형관계를 나타낸다. 그리고, 식(2.10)의 우변에서 $\{n^{(0)}\}$ 은 방향벡터, $\{n^{(i)}\}^T$ 은 다중전단메커니즘의 방향벡터로 각각 다음의 식으로 정의된다.

$$\{n^{(0)}\}^T = \{1, 1, 0\} \quad (2.12)$$

$$\{n^{(i)}\}^T = \{\cos\theta_i, -\cos\theta_i, \sin\theta_i\} \quad \text{for } i = 1, 2, \dots, I \quad (2.13)$$

여기서,

$$\theta_i = (i-1)\Delta\theta_i \quad \text{for } i = 1, 2, 3, \dots, I \quad (2.14)$$

$$\Delta\theta_i = \pi/I \quad \text{for } i = 1, 2, 3, \dots, I \quad (2.15)$$

과잉간극수압은 반복전단작용에 의해 발생하는 흙의 체적변형과 간극률 및 간극수의 체적탄성계수와의 관계로부터 산정되고, (+)다일러턴시의 영향은 Iai et al.(1992a, 1992b)에 의해 제안된 Fig. 2.3의 액상화프론트(liquefaction front)를 이용하여 반복전단작용에 의한 흙의 유효응력감소에 의해 유발되는 반복변동(cyclic mobility) 및 액상화거동을 재현할 수 있으며, 그의 정식화는 다음과 같이 주어진다.

$$S = S_0 \quad \text{for } r \leq r_3 \quad (2.16)$$

$$S = S_2 \sqrt{(S_0 - S_2) + \{(r - r_3)/m_1\}^2} \quad \text{for } r > r_3 \quad (2.17)$$

여기서,

$$r_2 = m_2 S_0 \quad (2.18)$$

$$r_3 = m_3 S_0 \quad (2.19)$$

$$S_2 = S_0 - (r_2 - r_3)/m_1 \quad (2.20)$$

여기서, S_0 는 전단작용에 의한 하나의 기능으로 정의되며, m_1 은 파괴선의 기울기, 전단저항각 ϕ'_f 는 $m_1 = \sin \phi'_f$ 에 의해 정의된다. m_2 는 상태변형(phase transformation)각도 ϕ'_p 로부터 $m_2 = \sin \phi'_p$ 로 정의되고, m_3 는 $m_3 = 0.67m_2$ 로 정의되는 상태변형선의 기울기로, 하나의 영역에서 다른 영역으로 자연스럽게 변형되기 위한 것이며, 실제 응력경로 형태와의 조화에 의해 결정된다. 그리고, Fig. 2.3에서 S 는 비배수상태에 대한 일정구속압에서 유효응력변화를 의미하고, r 은 전단응력비이며, 후술하는 초기유효응력은 $\sigma'_0 = (\sigma'_{x0} + \sigma'_{z0})/2$ 로 정의된다.

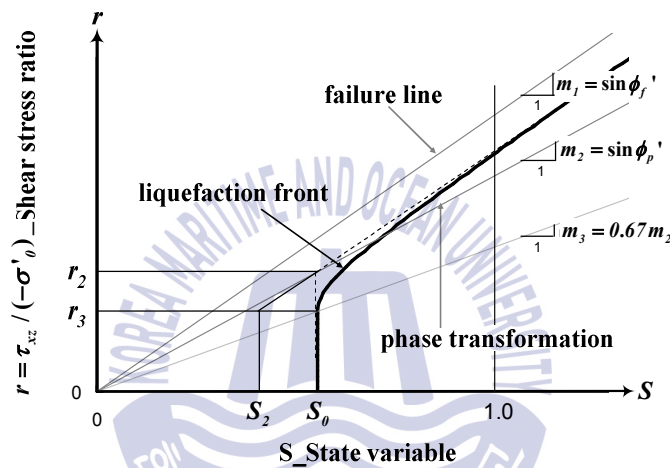


Fig. 2.3. Schematic diagram of liquefaction front, state variable S and shear stress ratio(Iai et al., 1992a, 1992b).

이상에서는 지반거동해석 프로그램인 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)의 이론적인 배경의 개요를 기술하였으며, FLIP모델에 의한 수치해석결과는 지진시 구조물의 손상에 대한 예측결과와 비교 및 검토로부터 충분히 검증되었다(Sawada et al., 2000; Ozutsumi et al., 2002; Iai et al., 1992a, 1992b).

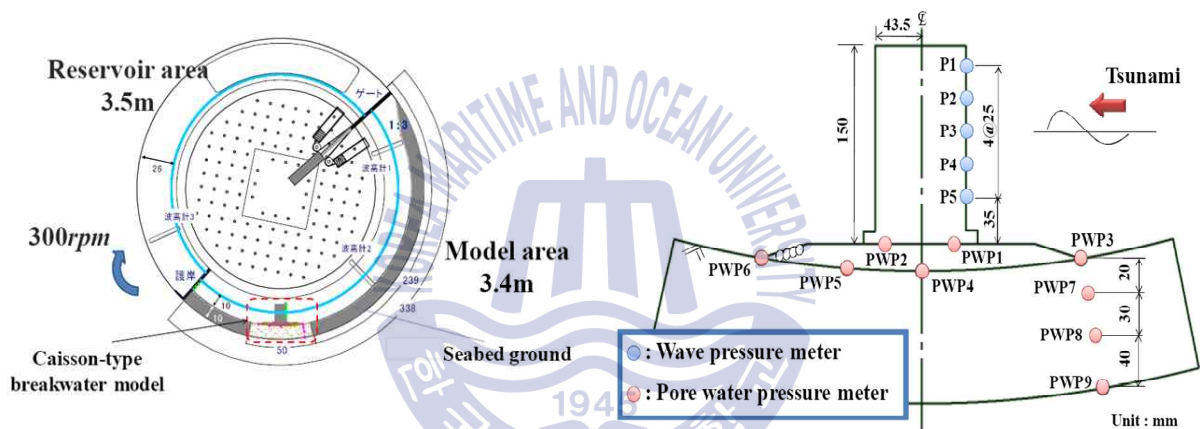
2.3 수치해석

2.3.1 수치해석결과의 검증

(1) 원심모형시험

본 연구에서는 2D-NIT & FLIP모델로부터 산정되는 직립안벽과 해저지반의 동적거동에 대한 계산정도를 검증하기 위하여 원심모형시험기 수조에서 단파를 발생시켜 혼성

방파제의 주변 해저지반에 발생하는 과잉간극수압 등을 측정한 Miyake et al.(2009)의 실험결과와 비교·검토한다. Fig. 2.4는 Miyake et al.(2009)의 실험에서 사용된 원심모형시험장치와 혼성방파제의 모형을 나타낸다. 실험에서 단파를 발생시키는 고수위의 수조크기는 $3.5\text{m} \times 0.26\text{m}$ 이며, 실제 고수위와 저수위(수심 10cm)의 수위차를 이용하여 파고 $H_i=7\text{cm}$ 의 단파를 발생시켰고, 제시된 각 위치에서 파압계(P1~P5)와 간극수압계(PWP1~PWP9)를 사용하여 구조물에 작용하는 동압과 지반내 간극수압 등을 측정하였다. 원심모형시험기에서 회전은 300rpm으로 이는 중력가속도의 32배인 $32g$ 에 상당한다. 모형혼성방파제는 사석마운드, 케이슨 및 해저지반 (해저경사 1:3, 상대밀도 40%)으로 구성되었다.



(a) Cross section of the experimental device

(b) Layout plan of sensors (points P1~P5 represent the wave pressure meters and points PWP1~PWP9 represent the pore water pressure meters)

Fig. 2.4. Outline of the experimental device and model of composite breakwater.

Miyake et al.(2009)은 원심모형시험기에 의한 실험에서 모형의 크기와 물리량은 원심모형시험에 이용되는 Tabel 2.1의 원형과의 상사관계(Ko, 1988)로부터 산정되었다. 모형에서 중력가속도의 32배인 $32g$ 를 적용하였기 때문에 Table 2.1에서 $n=32$ 가 되며, 따라서 본 연구에서 고수위의 수조폭은 112m, 높이는 8.32m, 지반두께는 3.2m, 혼성방파제 전면에서 수심은 3.2m, 케이슨 폭은 2.8m, 케이슨의 높이는 4.8m, 사석마운드부의 높이는 0.6m로 각각 산정되고, 이러한 원형에 대한 수치계산에서는 격자크기로 $0.2\text{m} \times 0.2\text{m}$ 를 적용하였다.

Table 2.1. Selected scaling factors for centrifuge modeling.

Quantity	Dimension in prototype	Dimension in centrifuge model at n times g
Gravity	1	n
Stress/strain	1	1
Length	1	$1/n$
Force	1	$1/n^2$
Density	1	1
Unit weight	1	n
Acceleration	1	n
Time(consolidation)	1	$1/n^2$

(2) 시험결과와 수치해석결과와의 비교

Fig. 2.4(b)에 나타난 사석마운드부 전·후 toe인 PWP3와 PWP6 및 혼성방파제 사석마운드부와 지반이 접하는 PWP4와 PWP5에서 산정된 과잉간극수압에 대한 실험결과와 수치해석결과를 Fig. 2.5에 각각 제시한다. 두 결과에서 혼성방파제의 전면에서 배후로 갈수록 과잉간극수압이 작아지고, 위상지연이 나타나는 것이 전반적인 경향으로 판단되고, 이러한 변화과정에서 파상단파의 형성과 같은 약간의 차이가 있지만 두 결과가 합리적으로 대응된다는 것을 확인할 수 있다. 여기서, 실험결과에서는 나타나지 않지만, 수치해석결과에서는 10s 이후의 초기시간대에 파상단파가 형성되고, 특히 PWP4에서 현저하다는 것을 알 수 있다. 이러한 현상은 근본적으로 케이슨 및 해저지표면에 경계조건치로 주어지는 동파압의 특성에 따른 것이다. 케이슨의 전면에 작용하는 동파압에 관한 Miyake(2014)의 수치해석결과에 의하면 실험결과와는 달리 파상단파형의 동파압분포를 나타내는 것을 역시 확인할 수 있고, 이러한 현상은 수면근방에서 보다 현저히 나타나는 것을 볼 수 있다.

수치해석결과에서 파상단파의 형성은 실제의 물리현상을 충분히 재현할 수 없는 수치해석의 기초방정식에도 원인이 있을 수 있지만(예로, 해저마찰 등), 모형과 원형 사이에 적용되는 상사법칙에도 문제가 내재되어 있을 수 있다. 실제로 모형과 원형에서 적용되는 유체밀도는 동일하고, 따라서 수심이 매우 얇은 원심모형에서는 상대적으로 표면장력이 매우 크게 영향을 미칠 수 있다. 또한, FLIP모텔에서 요구되는 모래의 물성치(예로, 체적탄성계수, 전단탄성계수, 밀도 및 액상화파라미터 등)가 실험조건에서 충분히 제시되지 않아 본 수치해석에서는 적절한 일반적인 값을 적용하였다는 것, 그리고 FLIP모텔이 충분한 정도로 지반내 배수상황을 고려하지 않았다는 것에도 원인을 찾을

수가 있다.

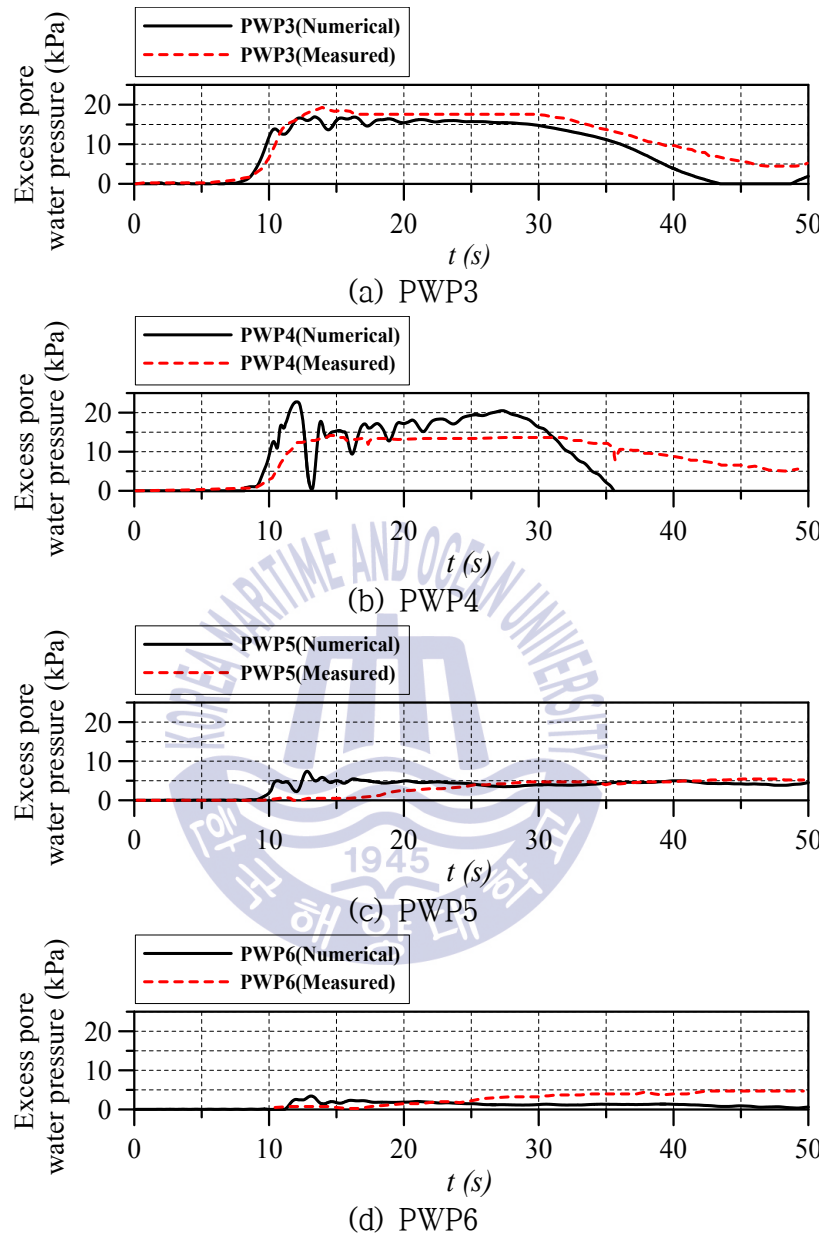


Fig. 2.5. Comparison of the predicted and measured pore water pressures at PWP3~PWP6.

2.3.2 조건 및 측정위치

단파로 근사된 지진해일파가 직립호안과 주변의 해저지반에 미치는 영향을 검토하기 위하여 Fig. 2.6과 같은 일정수심의 고수위와 저수위를 갖는 수치파동수조를 적용하였다. 이 때, 저수위(수심 15m)와 고수위와의 수위차로부터 각각 $H_i=6$ 와 4m의 파고를 갖

는 단파를 발생시켰으며, 이 때 단파의 수위변동과 호안에 작용하는 작용력은 기존의 연구(Lee et al., 2008a, 2008b; 2009a, 2009b) 등을 참조바란다. 2D-NIT모델로부터 단파의 전파 및 그에 따른 직립호안의 전면과 상단, 해저지반표면 및 뒷채움재 상단에서 시간변동과압을 산정함과 동시에 FLIP모델에 경계조건치로 적용하여 구조물의 동적거동과 지반의 동적응답에 관한 수치계산을 수행하였다. 여기서, 좌·우경계와 하부경계에서 수평변위는 구속되었고, 좌·우경계의 수직변위는 허용되었으며, 하부경계에서 수직변위는 구속되었다. 적용된 직립호안의 높이는 20m, 폭은 10m, 사석마운드부의 높이는 3m, 해저지반의 깊이는 10m, 뒷채움재의 깊이는 20m로 각각 적용되었으며, 각각에서 지반물성치는 Table 2.2와 같은 일반적인 값으로, 그리고 정수위선 위와 아래의 뒷채움재는 각각 포화도가 0과 1로 가정되었다.

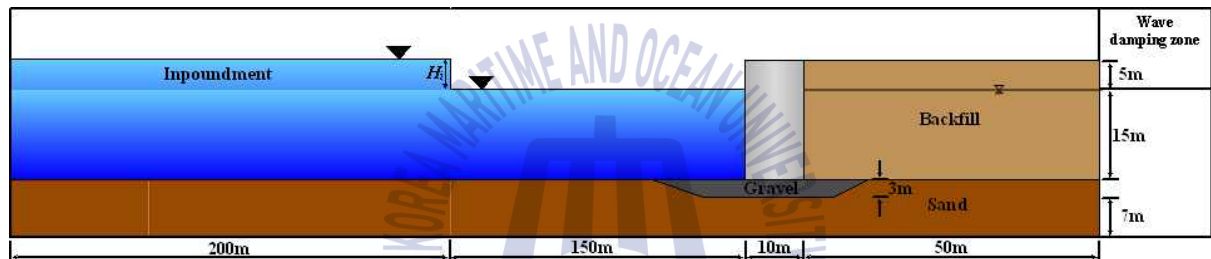


Fig. 2.6. Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation.

Table 2.2. Soil properties used for this numerical simulation.

Soil types	Saturated unit weight(kN/m ³)	Shear modulus (kPa)	Bulk modulus (kPa)	Initial effective stress(kPa)	Internal friction angle(°)	Cohesion (kPa)	Porosity	Poisson's ratio
Sand	20	7.053×10^4	1.8393×10^5	98	36	-	0.46	0.33
Backfill		8.500×10^4	2.126×10^5	98	37	-	0.43	0.33
Gravel		1.801×10^4	4.800×10^5	98	50	-	0.46	0.25

한편, Fig. 2.7에서는 직립호안의 변위와 가속도 산정위치 N1, N2, N3와 모래지반내 과잉간극수압비 및 평균유효응력경로의 산정위치 points 1~26을 각각 나타낸다.

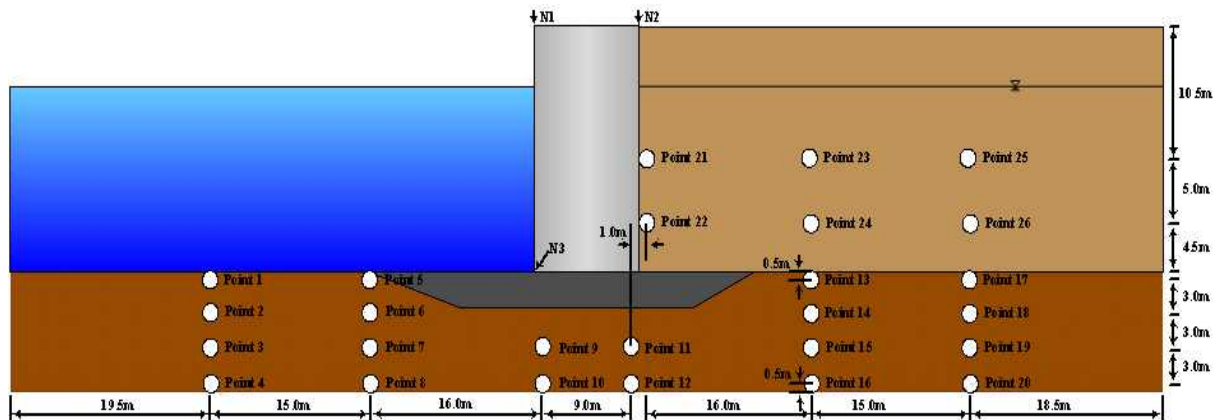


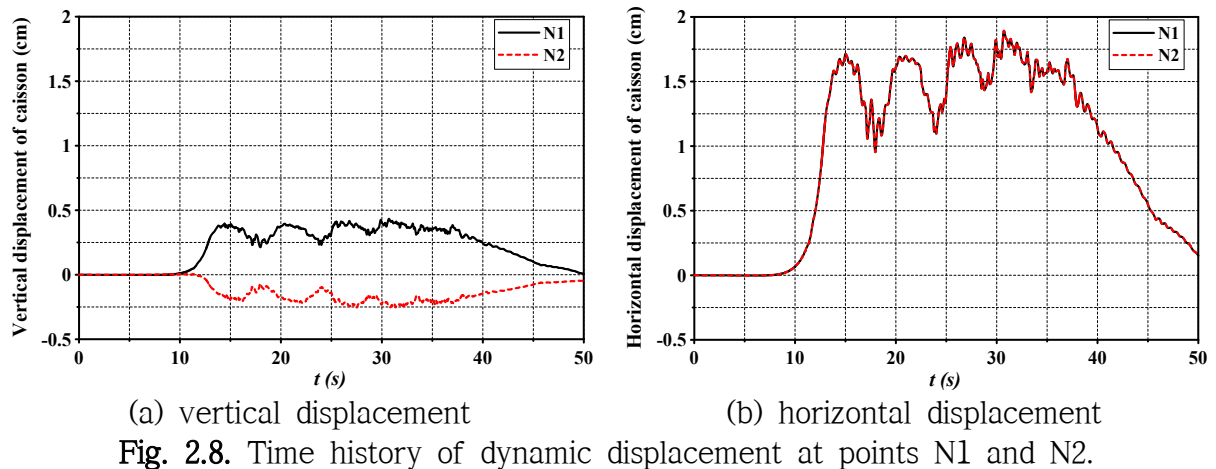
Fig. 2.7. Measuring points(N1, N2 and N3: measuring points of dynamic displacement and accelerations of revetment, points 1~26: measuring points of excess pore water pressure ratio and effective stress path).

2.3.3 구조물의 동적응답해석

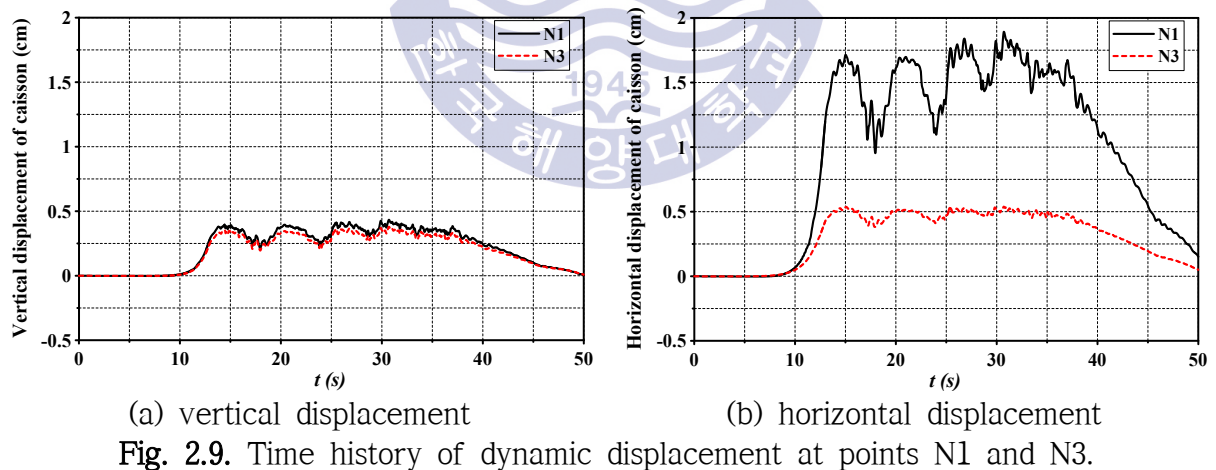
(1) 침하, 활동 및 전도

Fig. 2.8은 단파파고 $H_i=6\text{m}$ 가 작용한 경우 9에서 제시된 직립호안 상단 가장자리 N1과 N2지점에서 시간변동변위를 나타낸 것으로, Fig. 2.8(a)는 연직변위(침하)를, 그리고 Fig. 2.8(b)는 수평변위(활동)를 나타낸 것이다. 여기서, $H_i=4\text{m}$ 의 경우 미미한 변위를 나타내기 때문에 결과를 제시하지 않는다.

먼저, 연직변위를 살펴보면 단파가 직립호안의 전면에서 작용하기 시작하는 대략 $t \sim 10\text{s}$ 이후에 변위가 발생하기 시작하며, N1지점에서는 모든 작용시간에 (+)변위로 최대치는 (+)0.4cm, N2지점에서는 모든 작용시간에 (-)변위로 최소치는 (-)0.3cm가 산출된다. 따라서, 변위방향을 고려하면 직립호안이 배후로 전도된다는 것을 추정할 수 있다. 또한, 수평변위(활동)에서는 N1과 N2지점에서 모두 동일한 값의 (+)변위를 나타내며, 최대치가 각각 1.8cm의 값을 가지므로 변위방향으로부터 직립호안이 배후로 활동된다는 것을 역시 추정할 수 있다. 그러나, 직립호안으로부터 단파의 반사 이후 $15 < t < 18\text{s}$ 에서는 케이슨 전면에서 수위가 낮아지기 때문에 직립호안이 원위치로 복원됨에 따라 변위가 감소되고, $18 < t < 22\text{s}$ 에서는 다시 파진행방향으로 활동하는 반복적인 거동을 나타낸다. 여기서, $t > 50\text{s}$ 에서는 거의 원위치로 복원되지만, 약간의 잔류성분을 확인할 수 있다. 이러한 현상의 거동은 전술한 Miyake(2014)의 수치해석결과에서도 나타나는 파상단파에 그 원인이 있는 것으로 판단된다.



다음의 Fig. 2.9는 N1과 N3지점에서 시간변동변위를 나타낸 것으로, Fig. 2.9(a)는 연직변위(침하)를, 그리고 Fig. 2.9(b)는 수평변위(활동)를 각각 나타낸다. Fig. 2.9(a)의 수직변위(침하) 경우 N1과 N3지점에서 대략 최대치 (+)0.4cm의 변위를, 또한 Fig. 2.9(b)의 수평변위(활동)의 최대치에서는 N1이 N3지점보다 약 (+)1.2cm 더 큰 변위를 나타내므로 직립호안이 후방으로 전도 및 활동되고, 이러한 변위는 단파가 반사된 이후에 다시 복원되는 것을 확인할 수 있다.



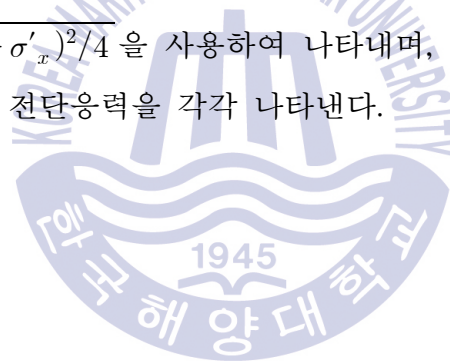
(2) 최대변위의 공간분포

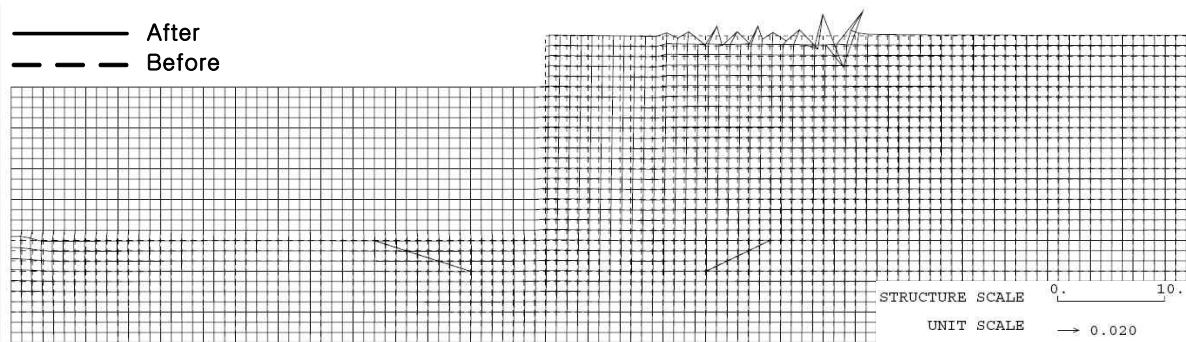
Fig. 2.10은 직립호안과 해저지반의 각 절점에서 산정되는 최대변위로부터 도출되는 최대변형단면을 나타낸 것이며, 그림에서는 결과를 100배 확대하여 나타낸 것이다. 그림에서 점선은 초기상태를, 실선은 최대변형단면을 각각 나타낸다. 그림으로부터 직립호안이 후방으로 전도 및 활동되는 현상을 시각적으로 확인할 수 있고, 구조물의 뒷채

움재에서 이로 인한 융기현상을 볼 수 있다. 그리고, 매우 미소하지만 구조물 배면에서 뒷채움재의 변위량은 가장 큰 값을 나타내며, 또한 구조물에서 이격거리가 클수록 변위량은 작아지는 일반적인 지반응답의 특징과 부합되는 현상을 볼 수 있다. 여기서, 단과파고가 클수록 보다 큰 변형을 나타내며, Fig. 2.10(b)의 $H_i=4m$ 경우는 매우 작은 변형을 나타내는 것을 알 수 있다.

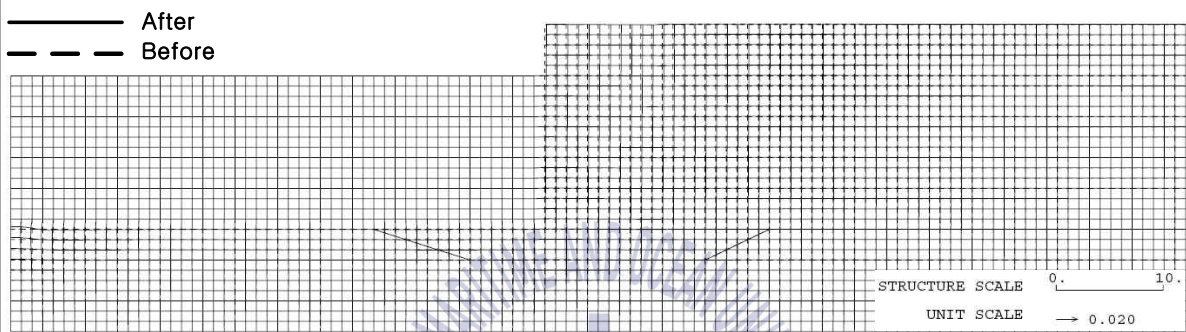
2.3.4 과잉간극수압비 및 유효응력경로

Fig. 2.11~2.20는 Fig. 2.7에서 제시된 각 지점에서 과잉간극수압비와 평균유효응력을 나타낸다. 여기서, 과잉간극수압비는 액상화 정도를 나타내는 지표로 초기유효응력 σ'_0 와 과잉간극수압 p 와의 비 p/σ'_0 로 정의된다. 따라서, 과잉간극수압비가 1에 가까운 값을 나타내는 경우는 액상화에 근접하였다는 것을 나타내며, 액상화에 근접되면 지반이 지지력을 상실한다는 것을 의미한다. 또한, 유효응력경로는 각 지점에 대해 중간주응력 효과를 무시한 평면변형률조건에서 많이 이용하는 평균유효응력 $p' = (\sigma'_x + \sigma'_z)/2$ 와 축차응력 $q' = \sqrt{\tau_{xz}^2 + (\sigma'_z - \sigma'_x)^2/4}$ 을 사용하여 나타내며, 여기서 σ'_x 와 σ'_z 는 x 방향과 z 방향의 유효응력을, τ_{xz} 는 전단응력을 각각 나타낸다.





(a) $H_i=6\text{m}$



(b) $H_i=4\text{m}$

Fig. 2.10. Maximum deformation of revetment and seabed($\times 100$ magnitude).

(1) Points 1~4

먼저, 직립호안 전면에 있는 해저지반내 지점 Points 1~4에 대한 Fig. 2.11에서 $1 - \Delta\sigma'/\sigma_0$ 로도 정의될 수 있는 Fig. 2.11(a)의 과잉간극수압비 p/σ'_0 를 살펴보면 $H_i=6\text{m}$ 의 경우 $t \approx 5\text{s}$ 에, 4m의 경우 약 6.5s에 각각 단파가 도달하는 것을 알 수 있다. $H_i=6\text{m}$ 의 경우가 파속이 빠른 것은 파속이 수심과 수위의 합의 평방근에 비례하기 때문이다. 전체적으로 파고가 클수록 큰 과잉간극수압을 나타내고, 또한 동일한 파고에 대해서도 해저지반의 연직깊이가 깊을수록 큰 과잉간극수압비의 발생을 나타내지만, 액상화에 대해서는 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다. 유효응력경로를 나타내는 Fig. 2.11(b)에서 상재하중에 상당하는 평균유효응력 p' 를 살펴보면 연직깊이가 깊을수록 더 큰 값을 나타내는 일반적인 결과를 그림으로부터 확인할 수 있다. 또한, 지반표면에 작용하는 초기동파압에 의해 해저지반내 유효응력이 감소되기 시작하고, 해저지반표면에 가까울수록 Mohr-Coulomb의 파괴선에 근접되는 것을 알 수 있지만, Mohr-Coulomb의 파괴선에는 이르지 않은 것으로 판정된다.

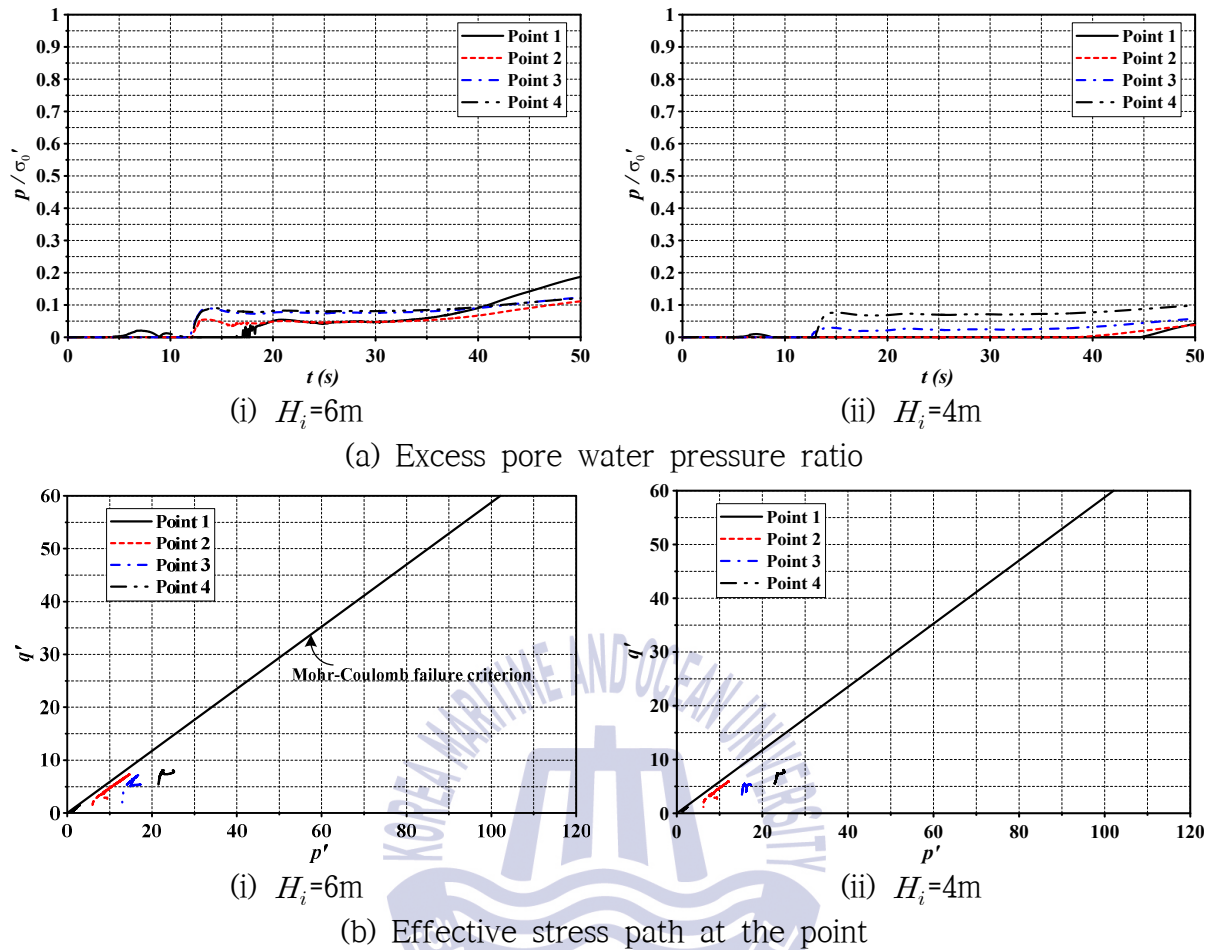


Fig. 2.11. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 1~4.

(2) Points 5~8

다음의 Fig. 2.12는 Fig. 2.7에서 사석마운드부 끝단인 Points 5~8에서 지반내 동적응답인 과잉간극수압비와 유효응력경로를 나타낸 것이다. 과잉간극수압비를 나타내는 Fig. 2.12(a)에서 Point 5의 값이 다른 점들에서보다 매우 큰 값이 산출되는 것을 알 수 있다. 이는 $t \approx 5s$ 이후 직립호안의 거동이 사석마운드부에 영향을 미치고, 다시 사석마운드부가 Point 5에 영향을 미친 결과로 판단된다. 또한, $t > 5s$ 에서 각 지점별 과잉간극수압비의 시간응답이 전술한 Fig. 2.11(a)와 약간 상이한 거동을 나타내는 것은 역시 사석마운드의 동적거동에 의한 영향으로 추정되며, 이러한 경향은 사석마운드부에 가까운 Point 5에서 보다 현저히 표현된다. 그러나, Point 5에서 과잉간극수압비가 1보다 작은 값을 나타내므로 액상화 상태에는 도달되지 않은 것을 알 수 있다. 유효응력경로의 Fig. 4.12(b)에서는 연직깊이가 깊을수록 평균유효응력 p' 의 값이 큰 결과를 그림으

로부터 확인할 수 있다. 또한, 시간경과에 따라 축차응력 q' 의 값이 감소하는 것은 침하량보다 직립호안의 활동에 의한 지반거동으로 σ_z 의 값보다 σ_x 의 값이 커져 축차응력이 감소하는 것으로 판단된다. 그리고, 시간경과와 더불어 Mohr-Coulomb의 파괴선에 점차 근접하는 현상을 나타내며, 특히 Point 5의 경우는 Mohr-Coulomb의 파괴선에 거의 근접된 결과를 나타낸다.

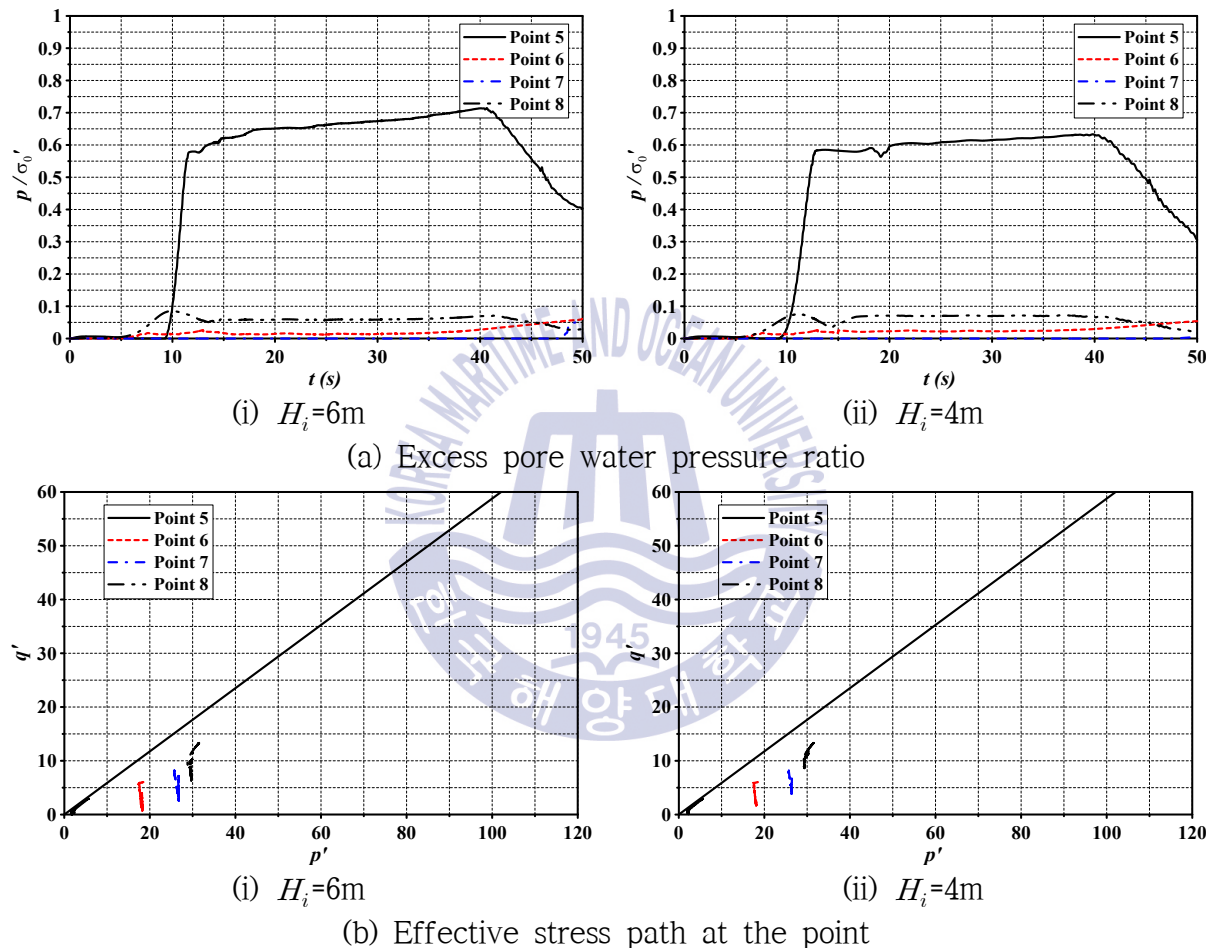


Fig. 2.12. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 5~8.

(3) Points 9와 10

다음의 Fig. 2.13의 결과는 직립호안 바로 전면하 Points 9와 10에서 지반응답을 도시한 것이다. 먼저, Fig. 2.13(a)의 과잉간극수압비를 살펴보면 $H_i=6m$ 의 경우 $t \approx 12s$, $4m$ 의 경우 약 $13.5s$ 에서 각각 최대치를 나타내는 것을 볼 수 있다. 이러한 현상은 대상위치가 직립호안의 바로 전면이기 때문에 진행단파 및 반사단파의 수위가 중첩되어 최대

수위가 형성되고, 이로 인한 부력의 작용으로 직립호안의 중량이 가벼워져 평균유효응력이 줄어들며, 동시에 과잉간극수압비가 상승한 결과에 의한 것으로 추정된다. 또한, $H_i=4\text{m}$ 와 달리 6m의 과잉간극수압비의 변동이 파고의 크기에 비해 상대적으로 작은 것은 6m의 경우에 단파가 직립호안을 월류한 결과에 따른 것이다. 그리고, $H_i=4\text{m}$ 의 경우가 6m보다 과잉간극수압비의 발생시간이 보다 지연되는 것은 단파의 전달속도가 느리기 때문이다. 여기서, 과잉간극수압비는 연직깊이가 깊을수록 보다 작은 값을 나타내고, 전반적으로 1보다 작은 0.33 이하의 값을 나타내므로 액상화까지는 도달되지 않았다는 것을 확인할 수 있고, 역시 단파가 통과하는 시간에 최대과잉간극수압비를 나타내는 것을 알 수 있다. Fig. 2.13(b)의 유효응력경로는 입사파고가 클수록 축차응력 q' 의 변동범위가 큰 것을 알 수 있고, 연직깊이가 해저면상에 가까울수록 Mohr-Coulomb의 파괴선에 근접하는 것으로 판정되지만, 현 지점은 액상화에 대해 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다.

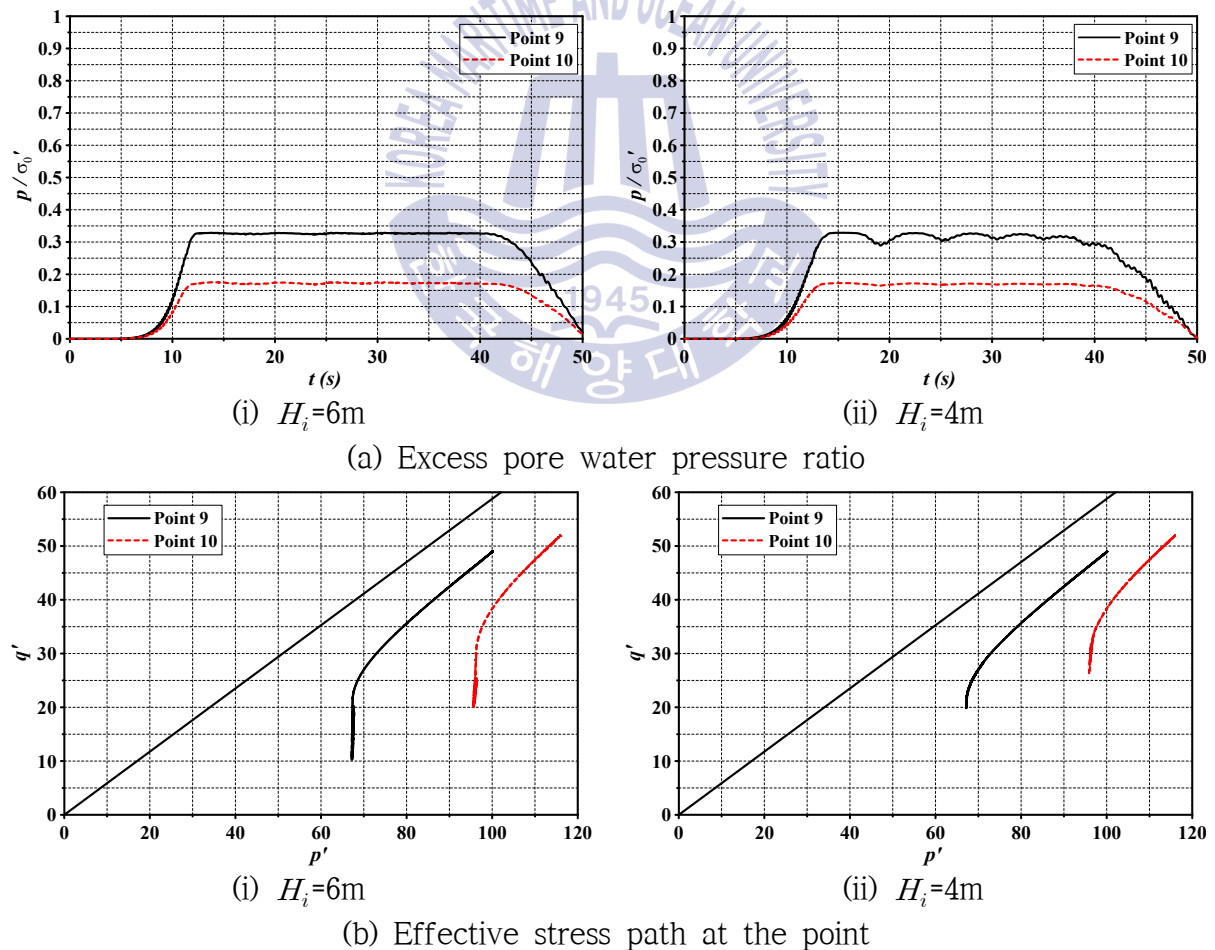
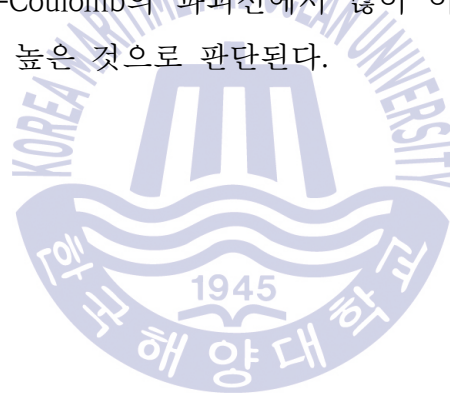


Fig. 2.13. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 9 and 10.

(4) Points 11과 12

Fig. 2.14는 직립호안 바로 후면 하단 Points 11과 12지점에서 지반의 동적응답을 나타낸 것이다. 과잉간극수압비를 나타내는 Fig. 2.14(a)로부터 알 수 있는 바와 같이 전술한 Fig. 2.11(a), Fig. 2.12(a) 및 Fig. 2.13(a)보다 작은 값을 나타내며, 특히 월류가 발생되지 않는 $H_i=4\text{m}$ 에서는 0에 가까운 값을 나타낸다. 이러한 결과는 직립호안과 배면 뒷채움재에 의한 초기상재하중이 크고, 동시에 직립호안의 전면에서 배면으로 전달되는 과잉간극수압이 작기 때문인 것으로 판단되며, 그리고 비월류의 $H_i=4\text{m}$ 경우는 과잉간극수압이 보다 작기 때문이다. Fig. 2.14(b)의 유효응력경로를 살펴보면 초기평균유효응력이 Fig. 2.13(b)의 경우보다 작은 값을 나타내는 것을 볼 수 있다. 이는 직립호안이 주동토압의 작용하에 있고, 이에 따라 케이슨의 좌측 toe에 압축력이 작용되기 때문인 것으로 추정될 수 있다. 시간의 경과에 따른 유효응력경로는 전술한 Fig. 2.13(b)의 경우보다 변동이 작고, Mohr-Coulomb의 파괴선에서 많이 이격되어 있기 때문에 액상화에 대한 지반안정성은 매우 높은 것으로 판단된다.



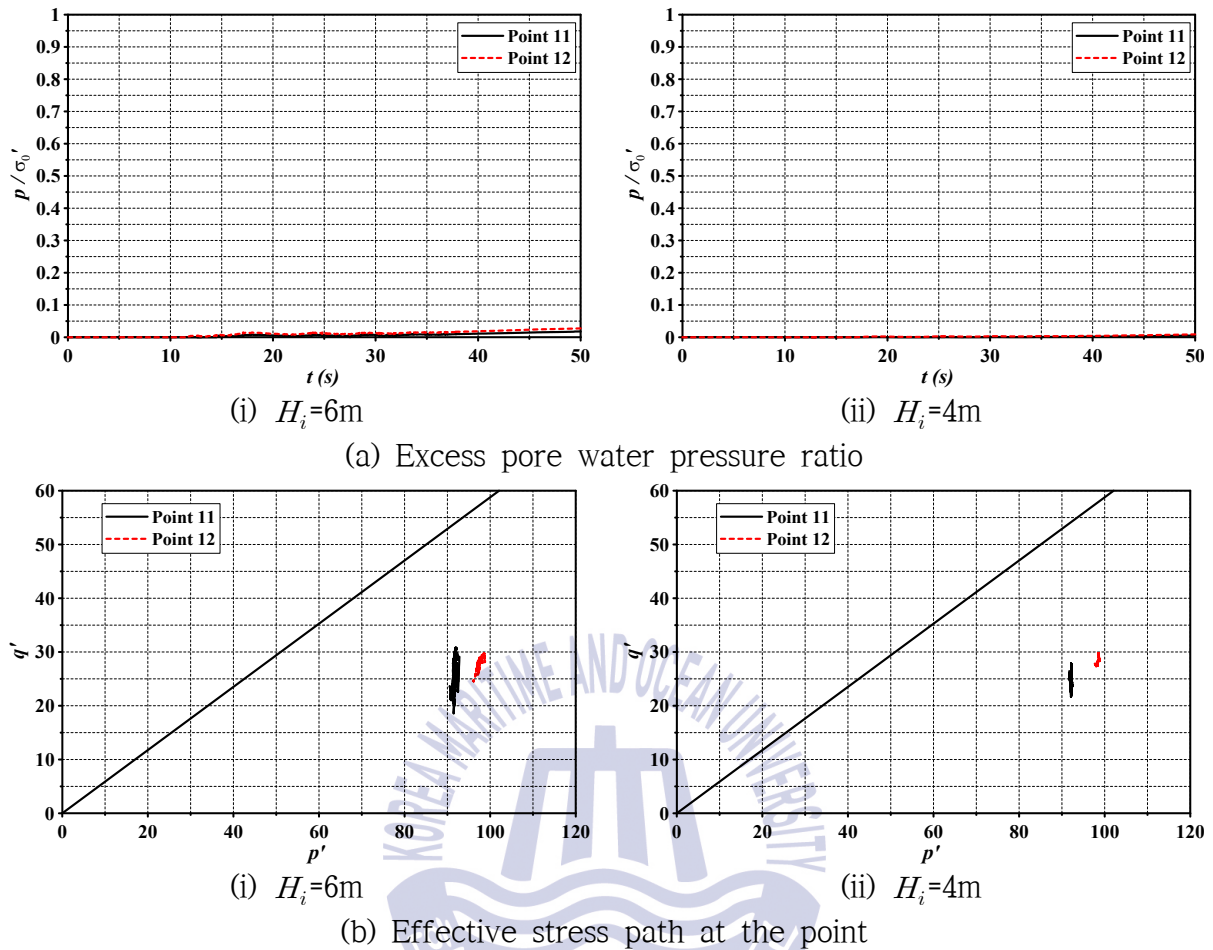


Fig. 2.14. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 11 and 12.

(5) Points 13과 16

Fig. 2.15는 Fig. 2.7에 제시된 Points 13~16지점에서 과잉간극수압비와 유효응력경로를 나타낸다. 과잉간극수압비 p/σ'_0 는 예상되는 바와 같이 직립호안으로부터 수평으로 다소 이격되어 있기 때문에 전술한 Fig. 2.13보다 작은 값을 나타낸다. 그리고, 이 지점은 직립호안 상부 뒷채움재의 영향을 직접적으로 받기 때문에 전술한 Fig. 2.14와 유사한 p' 이 작용되지만, q' 의 시간변동이 다소 크게 나타난다는 것을 알 수 있다. 유효응력경로 역시 Mohr-Coulomb의 파괴선에서 다소 이격되어 있기 때문에 액상화에 대한 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다. 한편, Points 17~20지점에서 지반응답은 13~16지점에 대한 Fig. 2.15의 결과와 유사하게 나타나므로 지면관계상 여기서는 제시하지 않는다.

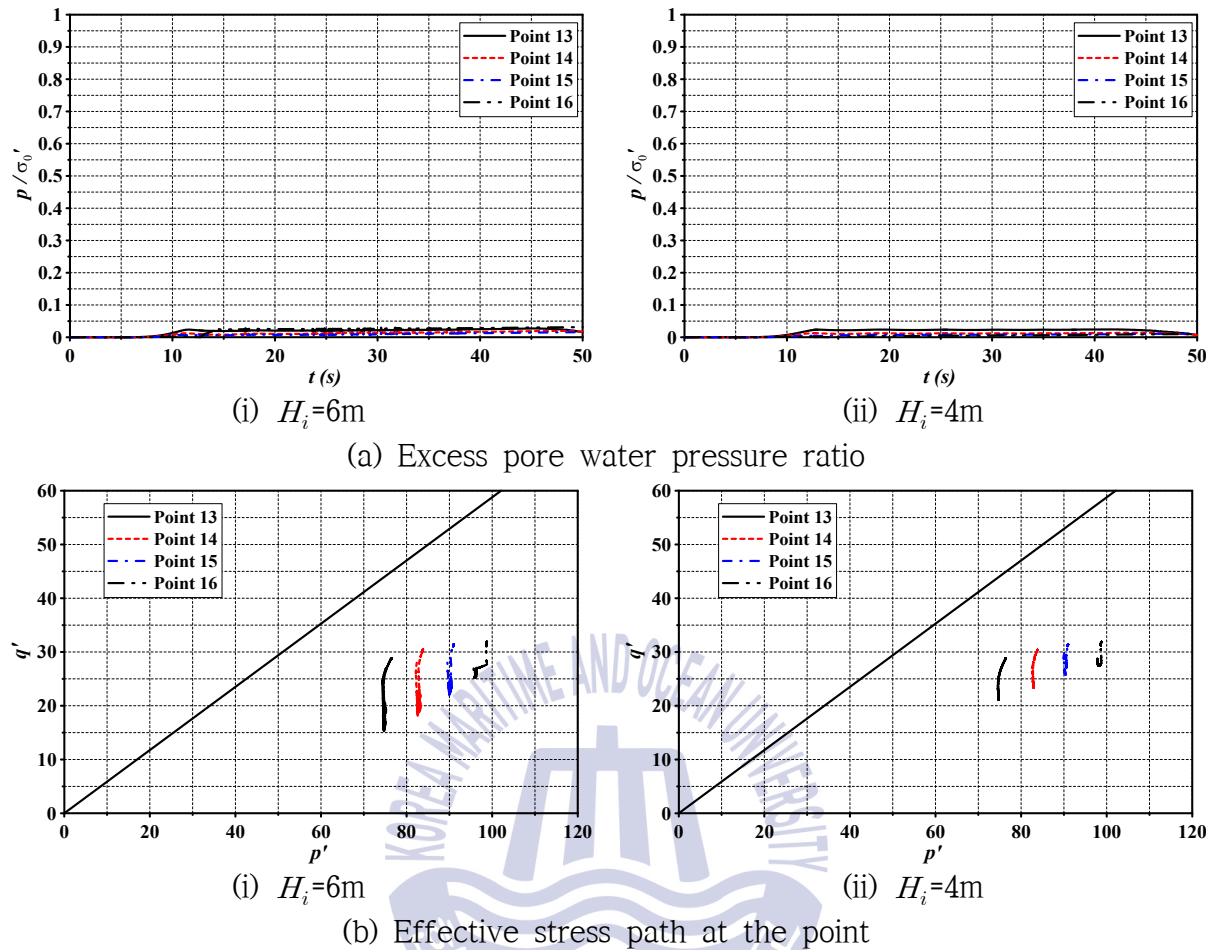


Fig. 2.15. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 13~16.

(6) Points 21과 22

다음의 Fig. 2.16은 직립호안의 바로 배면인 Points 21과 22지점에서 지반응답을 제시한 결과이며, 본 연구에서 가장 큰 지반응답치를 나타낸다. 여기서, Point 21의 연직위치는 $z=-10.5m$ 이고, 22는 $z=-15.5m$ 이다. 두 지점에서 과잉간극수압비 p'/σ'_0 의 시간변동치에서 차이가 나타나는 것은 $H_i=6m$ 의 경우 직립호안을 월류한 월류수의 수위변동에 따른 과잉간극수압과 직립호안의 동적거동에 의한 영향을 동시에 크게 받고, 반면에 4m의 경우는 비월류이기 때문에 직립호안의 동적거동만을 크게 받기 때문인 것으로 추정된다. 그리고, 연직깊이가 깊어질수록 과잉간극수압비가 지연되는 것은 파랑과 구조물과의 상호작용에 의해 해저지반에 발생하는 전단응력의 변화(Lee and Focht, 1975; Rahman et al., 1977)와 파압이 지반내부로 전달되면서 발생하는 침투류(seepage force)의 변동에 따른 전단응력의 변화(Ishihara and Yamazaki, 1984)로 인하여 잔류과

잉간극수압이 발생되기 때문으로 판단된다. 또한, 과잉간극수압비는 Point 21에서 1에 가까운 $0.9(H_i=6\text{m})$ 와 $0.85(4\text{m})$ 의 값을 나타내므로 직립호안 바로 배면이 액상화될 가능성이 가장 크다는 사실을 확인할 수 있다. 다음으로, 유효응력경로를 살펴보면 시간경과에 따라 Mohr-Coulomb의 파괴선에 거의 근접하는 결과를 볼 수 있으므로 파괴상태인 액상화 상태에 거의 도달한 것으로 판정된다.

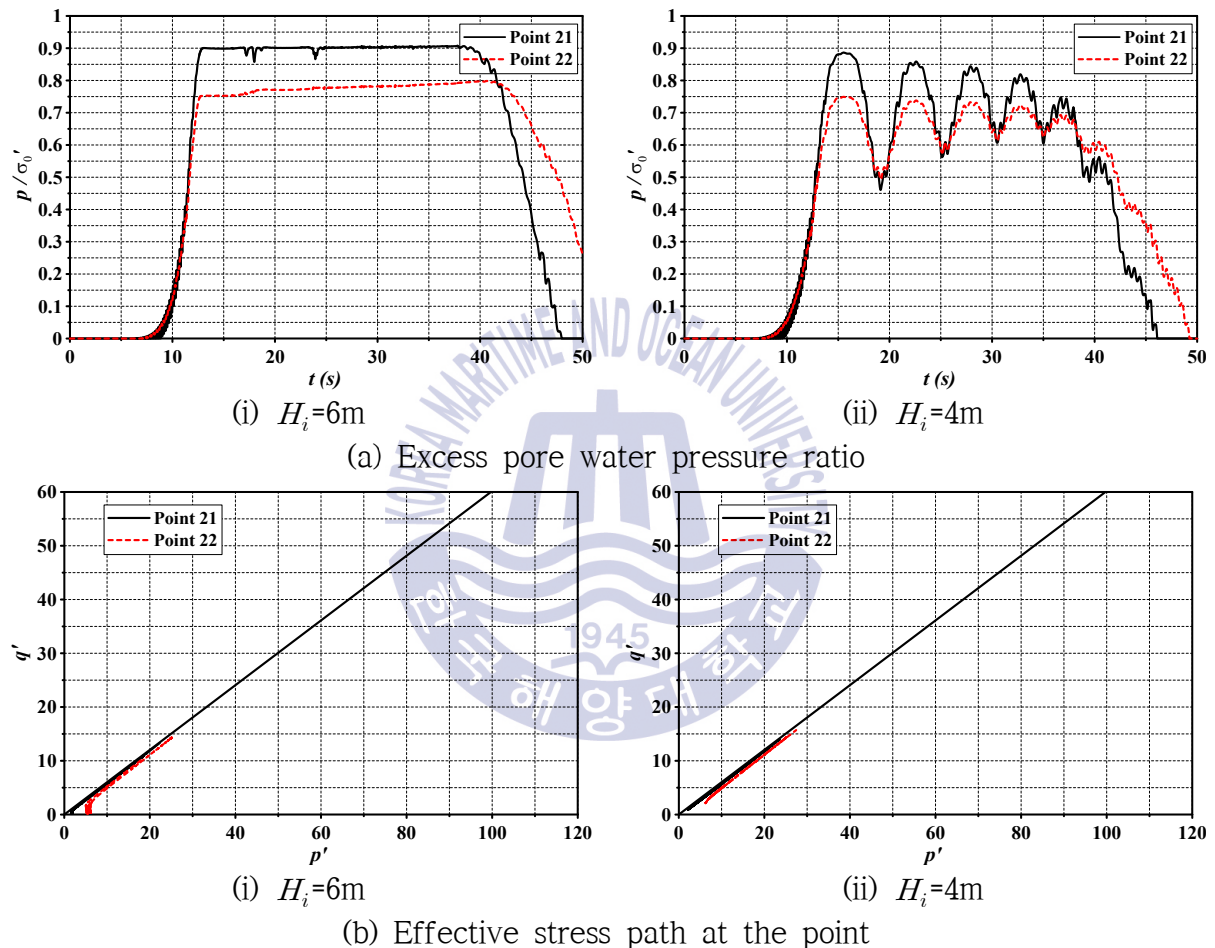


Fig. 2.16. Excess pore water pressure ratio and effective stress path at the points 21 and 22.

(7) 최대과잉간극수압비의 공간분포

마지막으로, Fig. 2.17에 최대과잉간극수압비의 공간분포를 제시하며, 이로부터 직립호안 주변 및 해저지반내에서 최대과잉간극수압의 전반적인 분포양상을 파악할 수 있다. 전체적으로 $H_i=6\text{m}$ 의 결과와 4m 의 결과가 유사한 분포를 나타내는 것을 알 수 있고, 두 결과에서 직립호안 바로 배면에서 가장 큰 최대과잉간극수압비를 나타내고, 우

측 수평으로 이격될수록 감소하는 경향을 나타낸다. 다음으로는 직립호안 전면 사석마운드부의 비탈면과 모래지반이 접하는 해저지반에서 큰 값을 나타낸다. 사석마운드부의 후면보다 전면에 다소 큰 최대과잉간극수압비를 볼 수 있고, $H_i=6\text{m}$ 의 경우 직립호안의 전면에서 대략 40m 떨어진 해저지반내에서도 작은 값의 분포를 확인할 수 있으며, 이는 연직깊이가 깊어질수록 감소하는 경향을 나타낸다.

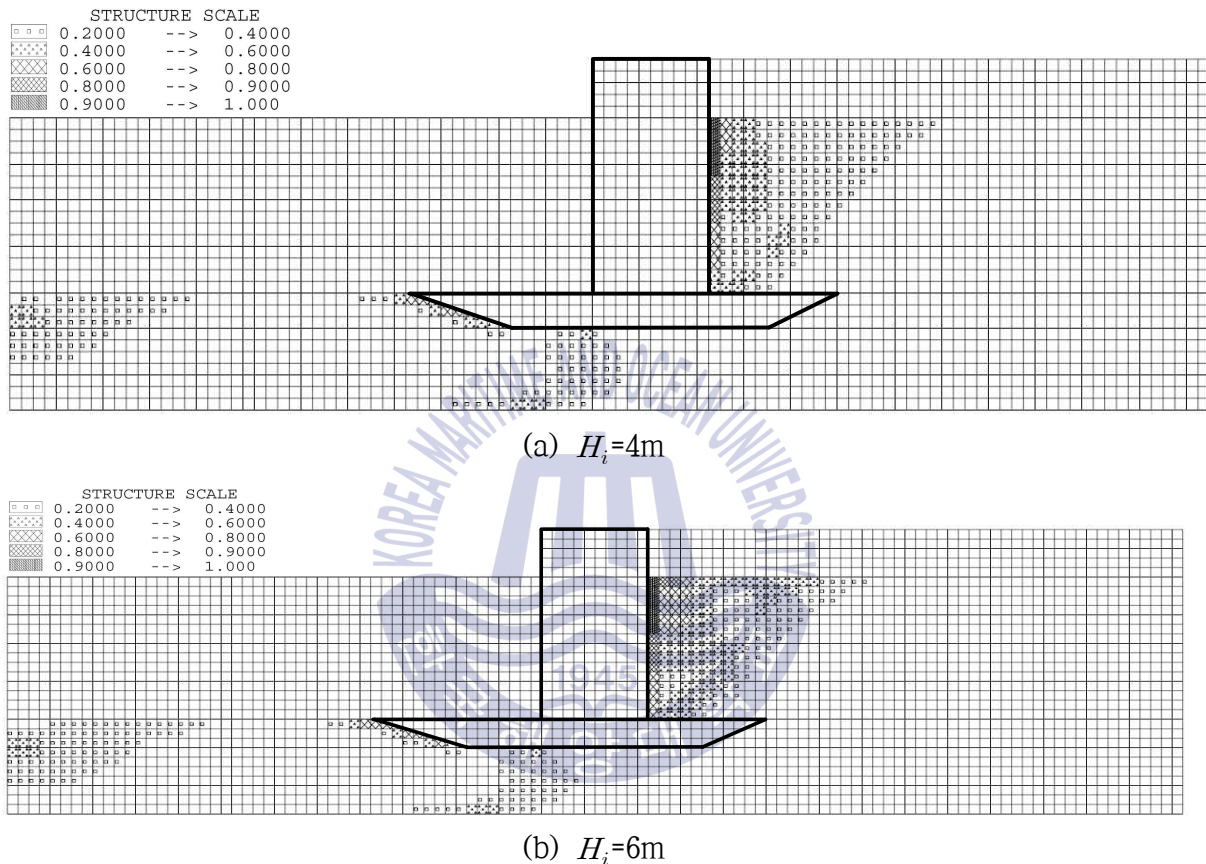


Fig. 2.17. Final distributions of maximum excess pore water pressure ratio.

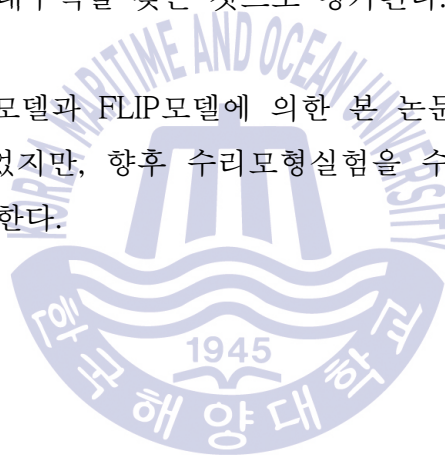
2.4 결론

본 연구에서는 직립호안에 단파작용에 의한 구조물의 동적거동 및 주변 지반내에서 동적응답을 수치적으로 검토하기 위하여 수위차를 이용하여 단파를 발생시키고, 2차원 수치파동수로인 2D-NIT(Lee et al., 2013)모델을 적용하여 단파의 전파 및 직립호안과의 상호작용을 해석하여 해저지반표면 및 구조물표면에 작용하는 동파압을 산정하고, 이 결과를 FLIP(lai et al., 1992a, 1992b)모델에 적용하여 직립호안의 동적거동, 지반의 동적응답인 유효응력경로와 과잉간극수압비 등을 검토하였다. 이상으로부터 도출된 중요한 결과를 요약하면 다음과 같다.

(1) 직립호안 바로 배면의 정수위선 근방에서 가장 큰 과잉간극수압비를 나타내고, 직립호안 전면 사석마운드부의 비탈면과 모래지반이 접하는 해저지반에서도 다소 큰 과잉간극수압비를 나타내며, 또한 직립호안 후면보다 전면의 사석마운드부하에서 약간의 과잉간극수압비를 나타낸다. 이러한 결과는 일반적으로 입사파고가 클수록, 또한 지반 내 연직깊이가 얕을수록 증가하는 경향을 보이며, 특히 직립호안의 동적거동과 밀접한 관계를 가지는 것으로 판단된다.

(2) 직립호안 바로 배면에서 유효응력은 거의 0까지 감소하고, 유효응력경로는 Mohr-Coulomb의 파괴선에 근접하므로 지반이 거의 액상화에 도달한 것으로 판정할 수 있지만, 다른 지점들에서는 Mohr-Coulomb의 파괴선에서 다소 이격되어 있기 때문에 액상화에 대해서는 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다.

이상에서 논의된 2D-NIT모델과 FLIP모델에 의한 본 논문의 타당성은 기존의 수리실험과의 비교로부터 검증되었지만, 향후 수리모형실험을 수행하여 보다 심층적으로 결과의 타당성을 검토하고자 한다.



References

- CDIT(2001). Research and development of numerical wave channel(CADMAS-SURF), CDIT library, 12, Japan.
- Chen, Y., Lai, X., Ye, Y., Huang, B. and Ji, M. (2005). Water-induced pore water pressure in marine cohesive soils, *Acta Oceanologica Sinica*, 24(4), 138-145.
- Cheng, L., Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2001). Solutions of pore pressure build up due to progressive waves, *Intl. J. for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 25, 885-907.
- Hirt, C.W. and Nichols, B.D. (1981). Volume of fluid (VOF) method for the dynamics of free boundaries, *J. of Computational Physics*, 39, 201-225.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, JSSMFE, 32(2), 1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, *Soils and Foundation*, JSMFE, 32(2), 16-20.
- Ishihara, K. and Yamazaki, A.(1984). Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand, *Soils and Foundations*, JSMFE, 24(3), 85-10.
- Imase, T., Maeda, K. and Miyake, M. (2012). Destabilization of a caisson-type breakwater by scouring and seepage failure of the seabed due to a tsunami, *ICSE6-128, Paris*, 807-814.
- Jeng, D.S. (1997). Wave-induced seabed response in front of a breakwater, PhD thesis, Univ. of Western Australia.
- Jeng, D.S. and Hsu, J.R.C. (1996). Wave-induced soil response in a nearly saturated seabed of finite thickness, *Geotechnique*, 46(3), 427-440.
- Jeng, D.S. and Seymour, B.R. (2007). Simplified analytical approximation for pore-water pressure buildup in marine sediments, *J. of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, ASCE, 133, 309-312.
- Jeng, D.S, Seymour, B. and Li, J. (2006). A new approximation for pore pressure accumulation in marine sediment due to water waves, Research Report No.R868, The Univ. of Sydney, Australia.
- Jeng, D.S., Zhou, X.L., Luo, X.D., Wang, J.H., Zhang, J. and Gao, F.P. (2010).

Response of porous seabed to dynamic loadings, Geotechnical Eng. J. of the SEAGS & AGSSEA, 41(4).

- Kang, G.C., Yun, S.K., Kim, T.H. and Kim, D.S. (2013). Numerical analysis on settlement behavior of seabed sand-coastal structure subjected to wave loads, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 25(1), 20-27.
- Kianoto, T. and Mase, H. (1999). Boundary-layer theory for anisotropic seabed response to sea waves, J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, 125(4), 187-194.
- Ko, H.Y. (1988). Summary of the state-of-the-art in centrifuge model testing, Centrifuges in Soil Mechanics, Craig W.H., James R.G. & Schofield A.N. eds., Balkema, Rotterdam, 11-18.
- Li, J. and Jeng, D.S. (2008). Response of a porous seabed around breakwater heads, Ocean Eng., 35, 864-886.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014a). Numerical simulation on seabed-structure dynamic responses due to the interaction between waves, seabed and coastal structure, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 26(1), 49-64.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014b). Numerical simulation of dynamic response of seabed and structure due to the interaction among seabed, composite breakwater and irregular waves(1), J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 26(3), 160-173.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014c). Numerical simulation of dynamic response of seabed and structure due to the interaction among seabed, composite breakwater and irregular waves(2), J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 26(3), 174-183.
- Lee, K.H., Kim, C.H., Kim, D.S., Yeh, H. and Hwang, Y.T. (2009a). Numerical analysis of runup and wave force acting on coastal revetment and onshore structure due to tsunami, J. of Korean Society of Civil Engineers, KSCE, 29(3B), 289-301.
- Lee, K.H., Kim, C.H., Kim, D.S. and Hwang, Y.T. (2009b). Numerical analysis of wave transformation of bore in 2-dimensional water channel and resultant wave loads acting on 2-dimensional vertical structure, J. of Korean Society of Civil

Engineers, KSCE, 29(5B), 473-482.

- Lee, K.H., Kim, C.H., Hwang, Y.T. and Kim, D.S. (2008a). Applicability of CADMAS-SURF code for the variation of water level and velocity due to bores, J. of Ocean Eng. and Technology, KSOE, 22(5), 52-60.
- Lee, K.H., Kim, D.S. and Yeh, H. (2008b). Characteristics of water level and velocity changes due to the propagation of bore, J. of Korean Society of Civil Engineers, KSCE, 28(5B), 575-589.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC wave generation system considering sea water exchange, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 25(3), 128-137.
- Lee, K.L. and Focht, J.A.(1975). Liquefaction potential of Ekofisk Tank in North Sea, J. of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, 100, 1-18.
- Madsen, O.S. (1978). Wave-induced pore pressure and effective stresses in a porous bed, Geotechnique, 28, 377-393.
- Mase, H., Sakai, T. and Sakamoto, M. (1994). Wave-induced porewater pressures and effective stresses around breakwater, Ocean Eng., 21(4), 361-379.
- McDougal, W.G., Tsai, Y.T., Liu, P. L.-F. and Clukey, E.C. (1989). Wave-induced pore water pressure accumulation in marine soils, J. of Offshore Mechanics and Arctic Eng., ASME, 111(1), 1-11.
- Mei, C.C. and Foda, M.A. (1981). Wave-induced response in a fluid-filled poroelastic solid with a free surface-A boundary layer theory, Geophysical J. of the Royal Astrological Society, 66, 597-631.
- Miyake, T.(2014). A study on the tsunami disaster mechanism on coastal structures due to instability of rubble mound and seabed ground and its countermeasure, Doctoral Thesis, Nagoya Institute of Technology.
- Miyake, T., Sumida, H., Maeda, K., Sakai, H., and Imase, T. (2009). Development of centrifuge modelling for tsunami and its application to stability of a caisson-type breakwater, J. of Civil Eng. in the Ocean, 25, 87-92.
- Miyamoto, J., Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2004). Progressive solidification of a liquefied sand layer during continued wave loading, Geotechnique, 54(10), 617-629.
- Okusa, S. (1985). Wave-induced stresses in unsaturated submarine sediments,

Geotechnique, 32(3), 235-247.

- Ozutsumi, O., Sawada, S., Iai, S., Takeshima, Y., Sugiyama, W. and Shimasu, T. (2002). Effective stress analysis of liquefaction-induced deformation in river dikes, J. of Soil Dynamics and Earthquake Eng., 22, 1075-1082.
- Rahman, M. S., Seed, H. B. and Booker, J. R.(1977), Pore pressure development under offshore gravity structures, J. of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, 103, 1419-1436.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (1999). Analysis of wave-induced liquefaction of beds of sand in centrifuge, Geotechnique, 49(5), 621-638.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2001). Analysis of wave-induced liquefaction of sand beds, Geotechnique, 51(12), 115-126.
- Sassa, S., Sekiguchi, H. and Miyamoto, J. (2001). Analysis of progressive liquefaction as a moving-boundary problem, Geotechnique, 51(10), 847-857.
- Sakakiyama, T. and Kajima, R. (1992). Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE, 1517-1530.
- Sawada, S., Ozutsumi, O. and Iai, S. (2000). Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quay wall: analysis by "FLIP", Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Eng., No.2486.
- Seed, H.B. and Rahman, M.S. (1978). Wave-induced pore pressure in relation to ocean floor stability of cohesionless soil, Marine Geotechnology, 3(2), 123-150.
- Seed, H.B., Martin, P. O. and Lysmer, J. (1975). The generation and dissipation of pore water pressure during soil liquefaction, Report EERC 75-26, Univ. of California, Berkeley, California.
- Sekiguchi, H., Kita, K. and Okamoto, O. (1995). Response of poro-elastoplastic beds to standing waves, Soil and Foundations, JSSMFE, 35(3), 31-42.
- Sumer, B.M. and Fredsøe, J. (2002). The mechanics of scour in the marine environment, World Scientific.
- Tonkin, S., H. Yeh, F. Kato, and S. Sato (2003). Tsunami scour around a cylinder, J. of Fluid Mech., 496, 165-192.
- Towata, I. and Ishihara, K. (1985). Modeling soil behaviour under principal stress

axes rotation, Proceeding of the 5th Intl. Conference on Numerical Method in Geomechanics, 1, 523-530.

- Tsai, C.P. and Lee, T.L. (1995). Standing wave induced pore pressures in a porous seabed, Ocean Eng., 22(6), 505-517.
- Ulker, M.B.C, Rahman, M.S. and Guddati, M.N. (2010). Wave-induced dynamic response and instability of seabed around caisson breakwater, Ocean Eng., 37, 1522-1545.
- Yamamoto, T., Koning, H., Sllmeijer, H. and Van Hijum, E. (1978). On the response of a poroelastic bed to water waves, J. of Fluid Mechanics, 87, 193-206.
- Ye, J., Jeng, D., Liu, P. L.-F., Chan, A.H.C, Ren, W. and Changqi, Z. (2014). Breaking wave-induced response of composite breakwater and liquefaction in seabed foundation, Coastal Eng., 85, 72-86.
- Yeh, H. and Mason, H.B. (2014). Sediment response to tsunami loading : mechanisms and estimates, Geotechnique, 64(2), 131-143.
- Young, Y.L., White, J.A., Xiao, H., Borja, R.I. (2009). Liquefaction potential of coastal slopes induced by solitary waves. Acta Geotechnica, 4 (1), 17-34.
- Yuhi, M. and Ishida, H. (2002). Simplified solution of wave-induced seabed response in anisotropic seabed, J. of Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, 128(1), 46-50.

제 3 장 고립과작용에 따른 호안과 주변지반의 동적응답

3.1 서론

2011년 3월 11일에 발생한 동일본대지진 (M9.0)에 의한 지진해일파 (tsunami)로 인하여 일본에서는 사망자 13,392명, 실종자 15,133명 및 부상자 4,896명의 엄청난 인적피해와 도로, 항만, 공항, 원자력발전소 등의 인프라시설 및 침수범람에 따른 가옥유실과 같은 막대한 물적피해를 입었으며, 최근 일본중앙방재회의(The Japanese Central Disaster Prevention Council, 2012)에서는 M9.2의 크기를 갖는 Tokai, Tonankai 및 Nankai의 3연동지진의 발생가능성을 제기하고 있고, 이로 인한 지진해일파의 위험성을 예고하고 있다.

한편, 국내에서도 동해연안에 위치한 원자력발전소를 중심으로 연안지역에서 지진해일파에 대한 대책을 국가차원에서 수립하고, 지진해일파의 처오름에 대한 대책으로 호안의 마루높이를 높게 계획하고 있다. 일반적으로 호안과 같은 연안구조물의 피해원인으로서는 먼저 큰 작용파력 및 월류를 고려할 수 있지만, 또한 기초지반에서 세굴과 액상화에 의해 지반파괴를 고려할 수 있다. 이러한 피해원인은 동시에 수반되는 경우가 많고, 따라서 연안방재구조물의 설계에서는 피해를 최소화하기 위해서는 지진해일파-연안구조물-지반의 동적거동을 포함한 상호작용해석으로부터 구조물의 안정성을 종합적으로 검토할 필요가 있다.

지진해일파-연안구조물-지반의 동적거동에서 지반액상화와 지반내 과잉간극수압변동은 일반적으로 실험적 혹은 수치적으로 검토되며, 수치해석에 대한 연구로는 Miyamoto, et al.(2004), Sassa and Sekiguchi(1999, 2001), Sassa et al.(2001), Mase et al.(1994), Ulker et al.(2010), Li and Jeng(2008), Ye et al.(2014), Kang et al.(2013), Lee et al.(2014a, 2014b, 2014c) 등을 예로 들 수 있다. 이러한 연구의 모두는 주기성 파동을 대상으로 하고 있기 때문에 비주기성의 지진해일파 작용시에는 적용될 수 없다. 지진해일파를 대상으로 한 연구로는 원주 주변에서 지진해일파에 의한 세굴을 유효응력의 관점에서 접근한 Tonkin et al.(2003), 지진해일파를 고립파로 근사하고 Boussinesq방정식을 적용하여 얻어진 수치해석결과를 실험으로부터 검증한 Young et al.(2009), 지진해일파를 단파로 근사하여 원심모형시험기에서 혼성방파제에 작용하는 단파파력과 지반을 포함한 구조물의 안정을 검토하고, SPH(Smoothed-particle Hydrodynamics)법에 의한 수치결과와 실험결과를 비교하고 있는 Miyake et al.(2009) 및 Imase et al.(2012), 지진해일파를 장파로 근사하여 기초지반의 간극수압과 세굴 가능성 등을 평가한 Yeh and Mason(2014)

의 연구 등을 들 수 있지만, 고립파로 근사되는 지진해일파에 강비선형이론을, 동시에 지반거동에 소성이론과 구조물에 탄성이론을 적용하고 있는 연구에는 거의 볼 수 없다.

본 연구에서는 지진해일파를 고립파로 근사하여 2차원수치파동수로인 2D-NIT(Two-Dimensional Numerical Irregular wave Tank; Lee et al., 2013)모델을 적용하여 고립파를 수치조파하고, 이로 인한 지반내에서 간극수압과 액상화와 같은 지반거동을 정밀하게 재현할 수 있는 유한요소해석 프로그램인 FLIP(Finite element analysis Liquefaction Program; Iai et al., 1992a, 1992b)을 적용한다. 이 2D-NIT & FLIP모델로부터 산정되는 수치해석결과와 전술한 Young et al.(2009)에 의한 실험값을 비교·검토하여 본 해석법의 타당성을 검증한다.

이로부터 고립파로 근사될 수 있는 지진해일파의 작용하 직립호안에서 구조물의 동적 거동 및 주변지반내 간극수압, 유효응력 및 액상화 등의 지반응답을 명확히 검토한다. 여기서, 수치파동수로로부터 파고 5m와 2.5m의 고립파를 조파하고, 이로부터 산정되는 지반 및 구조물 표면에서 시간변동과압을 FLIP에 시간이력하중으로 작용시켜 50s간 수치해석을 실시한다. 이 때, 입사고립파가 직립호안을 월류하는 경우와 월류하지 않는 경우로 나누어 검토한다.

3.2 수치해석이론

3.2.1 2D-NIT모델의 개요

본 연구의 2D-NIT모델의 적용을 위한 수치파동수조를 Fig. 3.1에 나타내며, 그림에서는 조파를 위한 조파소스 및 무반사를 위한 감쇠영역 등이 주어져 있고, 감쇠영역의 폭 L_a 는 충분한 무반사조건을 실현하기 위하여 입사파의 파장 L 의 2배보다 클 필요가 있다. 2D-NIT모델(Lee et al., 2013)은 기존의 2차원수치파동수로모델을 불규칙파동장으로 확장한 모델로, 자유표면의 해석모델에 VOF법을, 난류모델에는 $k-\epsilon$ 모델을 각각 적용하고 있다. 기초방정식은 2차원비압축성의 점성유체를 대상으로 한 연속식 및 PBM(Porous Body Model; Sakakiyama and Kajima, 1992)으로 확장한 Navier-Stokes방정식으로 주어지며, 보다 상세한 정보는 Lee et al.(2013)을 참조하기 바란다.

3.2.2 고립파의 수치조파

본 연구에서는 Fig. 3.1의 해석영역내에서 Bronsen and Larsen(1987)에 의한 조파방법을 적용하여 고립파를 수치조파하며, 조파소스강도로 Grimshaw(1971)에 의해 유도된 고

립파의 3차근사수평방향유속를 적용한다(Fenton, 1972). 보다 상세한 정보는 Lee et al.(2008)을 참조바란다.

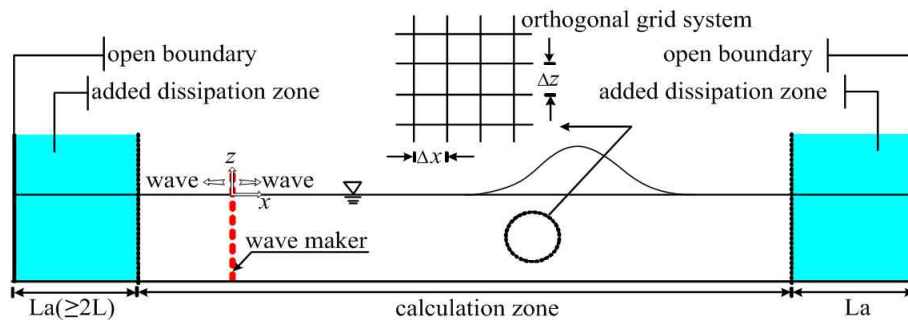


Fig. 3.1. Schematic sketch of the numerical wave tank used in 2D-NIT model.

3.2.3 FLIP모델의 개요

제2장에서 기술한 바와 같이 FLIP모델(Iai et al., 1992a, 1992b)은 다중전단메커니즘을 이용한 2차원유효응력의 유한요소해석모델로, 원형고정경계를 전단변형영역과 무한개의 가상스프링경계의 연결로 정의되는 이동절점으로 나타낸다. 여기서, 각 스프링은 다양한 방향을 가지는 단순전단메커니즘이라고 할 수 있으며, 이는 지반에서 흙의 탄소성에 관한 응력-변형율의 관계를 잘 모사할 수 있는 것으로 알려져 있고, 또한 지진시 구조물의 손상에 대한 예측결과와의 비교·검토로부터 충분히 검증된 모델로 평가되고 있다(Sawada et al., 2000; Ozutsmi et al., 2002; Iai et al., 1992a, 1992b). 보다 상세한 사항에 대해서는 전술의 제4장 혹은 Iai et al.(1992a, 1992b)을 참조바란다.

3.3 수치해석

3.3.1 수치해석결과의 검증

본 연구의 2D-NIT & FLIP모델을 검증하기 위하여 고립파의 전파에 따른 지반거동에 대해 실험을 수행한 Fig. 3.2에 제시하는 Young et al.(2009)의 실험결과와 비교한다. 그림에서는 실험수조(48.8×2.16×2.1m)의 규모와 파고계(WG) 및 간극수압계(PPS)의 설치 위치를 나타내며, 정수심은 $h=1.0\text{m}$, 해저경사는 1:15, 입사고립파의 파고는 $H_i=60\text{cm}$ 이며, 수치해석에서 파동부의 절점간격은 0.02m, 지반부는 0.1m로 각각 수평과 연직방향 동일하게 구성하였다. 해저지반은 모래로 구성되고, 그의 물성치는 Table 3.1에 제시된 바와 같다.

Table 3.1. Parameters used in the experiment and 2D-NIT and FLIP models.

Permeability	$1.5 \times 10^{-5} \text{ m/s}$
Porosity	0.39
Poisson ratio	0.4
Friction angle	35°
Dilatancy angle	20°
Pore fluid bulk modulus	4.0 MPa

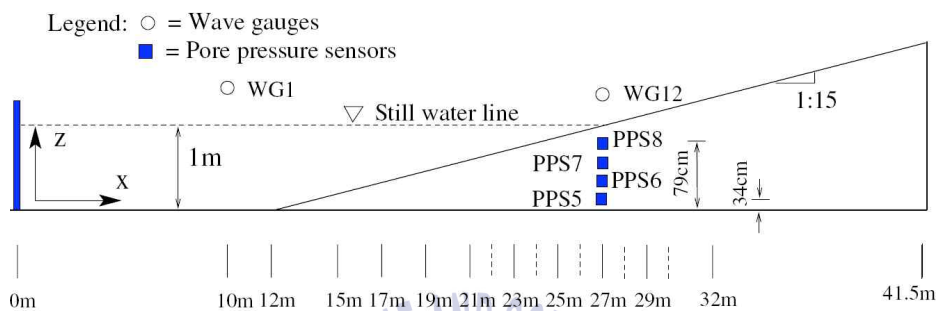


Fig. 3.2. Elevation view of the experimental setup. The triangular area between 12 and 41.5m is the mobile sand bed, which sits on the concrete bottom of the flume (Young et al., 2009).

Fig. 3.3은 $H_i=60\text{cm}$ 의 고립파에 대해 $x=27\text{m}$ 에서 측정된 수위변동의 시간변화를 나타낸다. 여기서, $x=27\text{m}$ 위치에서 최대수위가 입사파고보다 작은 50cm 정도로 나타나는 것은 $x \approx 22\text{m}$ 위치에서 $t \approx 7.5\text{s}$ 시에 쇄파되기 때문이며, 그리고 $x \approx 38.5\text{m}$ 까지 최대처오름이 발생된다. Fig. 3.3으로부터 $x=27\text{m}$ 에서 $t<30\text{s}$ 까지는 실험결과와 본 수치해석결과가 매우 잘 일치하는 것을 확인할 수 있지만, $t>30\text{s}$ 에서는 run-up된 수위가 run-down되는 반사파의 영향으로 약간 차이가 나는 것을 볼 수 있다.

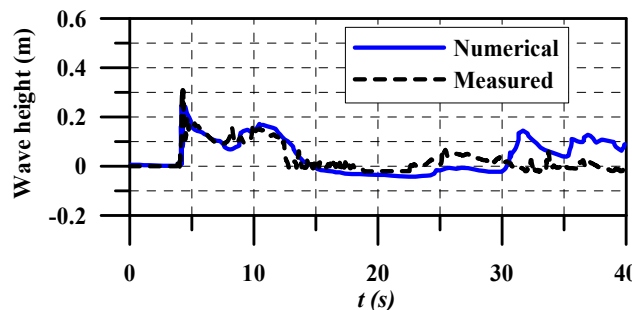


Fig. 3.3. Comparison of the predicted and measured wave elevation time history at $x = 27\text{m}$.

다음으로, $x=27\text{m}$ 인 지반내 $z=-0.21, -0.36, -0.51, -0.66\text{m}$ 의 연직깊이에서 측정된 과잉간극수압과 2D-NIT & Flip모델에 의한 수치해석결과를 Fig. 3.4에 각각 제시한다. 전체적으로 나타나는 경향으로 입사파 성분과 반사파 성분에 의해 두 개의 피크치가 존재하는 것을 볼 수 있다. 그리고, 실험치에서는 연직깊이가 깊을수록 과잉간극수압의 변동이 작아지고, 더불어 시간의 진행에 따라 그의 분포가 확산되며, run-down되는 수위변동에 의한 영향으로 $t>12.5\text{s}$ 의 범위에 있는 두 번째 피크치가 연직깊이가 깊을수록 첫 번째보다 상대적으로 크지는 결과를 나타내고, 또한 위상지연을 나타내는 것을 알 수 있다. 실험치와 수치해석치의 대응성은 $z=-0.21\text{m}$ 의 경우를 제외하면 연직깊이가 깊을수록 초기수위변동에서 다소 좋지 않은 결과를 나타낸다. 이러한 결과는 Flip모델에서 지반내 간극수의 흐름이 적절히 모델화되지 않은 것에 그의 주된 원인이 있고, 또한 Flip모델에서 요구되는 모래의 물성치가 충분히 제시되지 않아 Table 3.1에 제시된 이외의 물성치는 적절히 가정되었기 때문이다. 따라서, 실험에서 사용된 해저지반의 여러 물성치의 타당한 값들이 제시되고, 또한 수치해석에서 고려된다면 실험치와 보다 유사한 합리적인 FLIP의 결과가 도출될 수 있을 것으로 판단된다.

이상에서 호안과 같은 구조물이 존재하지 않는 제한된 조건하에 수행된 기존의 실험결과와의 비교로부터 고립파-지반의 상호작용에 따른 지반내 동적응답에서 2D-NIT & FLIP모델의 결과를 검토한 결과, 여러 요인에 의해 지반내 간극수압변동에 약간의 차이가 나타나지만, 본 모델의 타당성은 어느 정도 확인되는 것으로 판단된다. 따라서, 이하에서는 본 연구의 대상인 고립파-직립호안-지반의 상호작용에 의한 구조물의 동적거동과 지반의 동적응답을 논의한다.

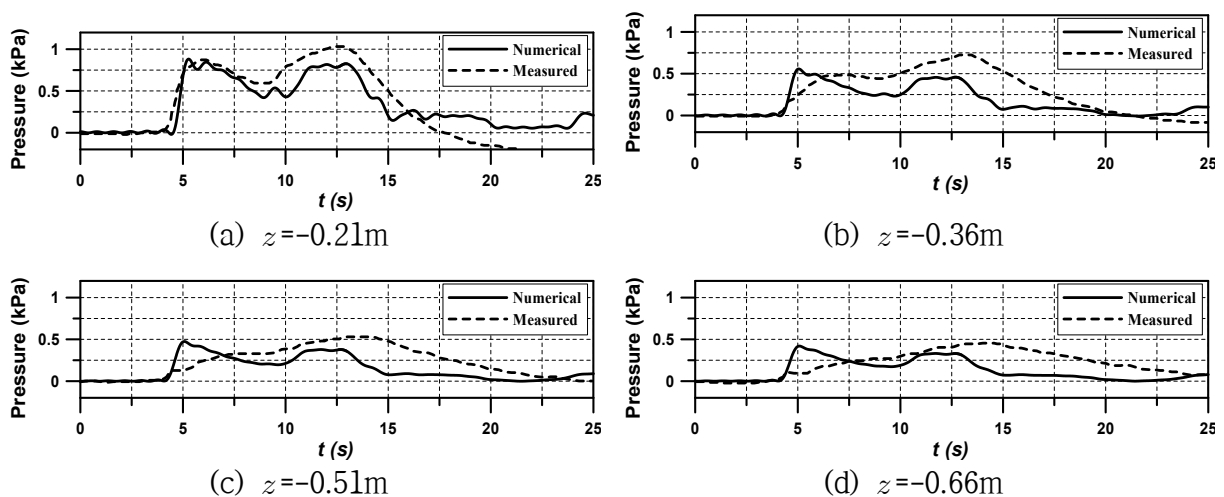


Fig. 3.4. Comparison of the predicted and measured pore water pressures at $x=27\text{m}$. The z -values are measured from the bed surface at $x=27\text{m}$.

3.3.2 동적거동해석

고립파로 근사된 지진해일파가 직립호안과 주변의 지반에 미치는 영향을 검토하기 위하여 Fig. 3.5와 같은 일정수심의 수치파동수조를 고려하며, 수조 양 끝단에서 무반사를 위하여 고립파 유효파장의 2배보다 긴 좌우감쇠영역을 적용하여 2D-NIT모델로부터 고립파동장을 계산하였다. 이 때, $h=15\text{m}$ 의 수심에서 각각 $H_i=2.5$ 와 5m 의 파고를 갖는 고립파를 조파시켰으며, 직립호안의 전면과 상단, 해저지반표면 및 뒤탈채움재 상단에 2D-NIT모델에 의한 시간변동과압을 적용하여 FLIP모델로부터 구조물의 동적거동과 지반의 동적응답에 관한 수치계산을 수행하였다. 이 때, 좌·우경계와 하부경계에서 수평변위는 구속되었고, 좌·우경계의 수직변위는 허용되었으며, 하부경계에서 수직변위는 구속되었다. 수치해석에서 절점간격은 파동부 및 지반부 모두 수평과 연직방향 동일하게 1m 로 구성되었다. 여기서, 직립호안의 높이는 20m , 폭은 10m , 사석마운드의 높이는 3m , 해저지반의 깊이는 10m , 뒤탈채움재의 깊이는 20m 로 각각 적용되었으며, 각 지반재료의 물성치는 Table 3.2와 같다.

Fig. 3.6에서는 직립호안의 변위와 가속도 산정위치 N1, N2, N3와 모래지반내 과잉간극수압, 평균유효응력 및 과잉간극수압비의 산정위치 points 1~26을 나타낸다.

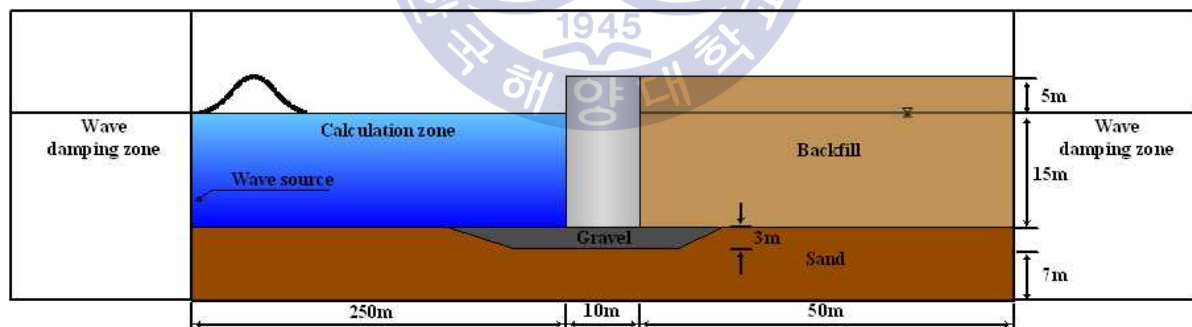


Fig. 3.5. Schematic diagram of the numerical wave tank domain used for this numerical simulation.

Table 3.2. Soil properties used for this numerical simulation.

Soil types	Saturated unit weight(kN/m^3)	Shear modulus (kPa)	Bulk modulus (kPa)	Initial effective stress(kPa)	Internal friction angle($^\circ$)	Cohesion (kPa)	Porosity	Poisson's ratio
Sand	20	7.053×10^4	1.839×10^5	98	36	-	0.46	0.33
Backfill		8.500×10^4	2.126×10^5	98	37	-	0.43	0.33
Gravel		1.801×10^6	4.800×10^6	98	50	-	0.46	0.25

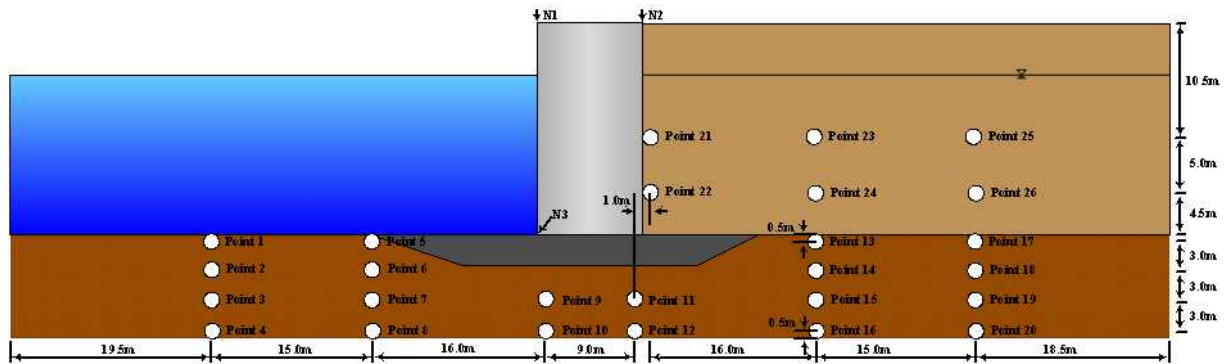


Fig. 3.6. Measuring points(N1, N2 and N3: measuring points of dynamic displacement and accelerations of revetment, and points 1~26: measuring points of excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio).

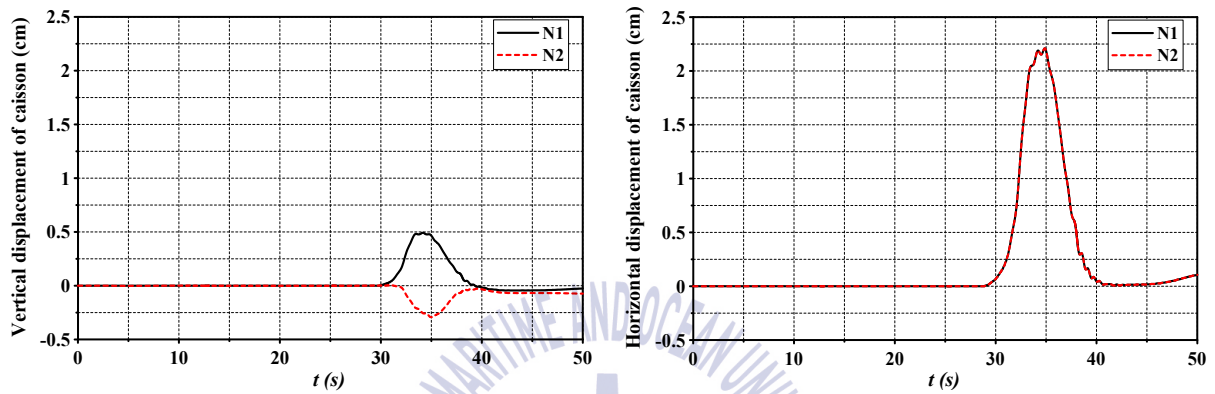
(1) 구조물

Fig. 3.7은 $H_i=5\text{m}$ 의 고립파에 대해 직립호안 상단 가장자리 N1과 N2 지점에서 변위의 시간변동을 나타낸 것이다. 여기서, $H_i=2.5\text{m}$ 의 고립파 경우는 미소한 동적변위를 나타내므로 제시하지 않는다. Fig. 3.7(a)는 9의 N1지점과 N2지점에서 연직변위(침하)를 나타낸 것이고, Fig. 3.7(b)는 수평변위(활동)를 각각 나타낸 것이다. 먼저, 연직변위를 살펴보면 고립파가 직립호안의 전면에서 작용하기 시작하는 대략 $t \approx 30\text{s}$ 이후에 변위가 발생하기 시작하며, N1지점에서는 모든 작용시간에 (+)의 변위로 최대치는 (+)0.5cm, N2에서 모든 작용시간에 (-)의 변위로 최소치는 (-)0.3cm의 변위량이 산정되며, 이로부터 직립호안이 배후로 전도된다는 것을 추정할 수 있다. 또한, 수평변위에서는 N1과 N2지점에서 모두 (+)의 동일한 변위를 나타내며, 그의 최대치가 각각 2.2cm의 값을 가지므로 직립호안이 배후로 활동된다는 것을 역시 추정할 수 있다. 그러나, $t > 40\text{s}$ 에서는 거의 원위치로 복원되지만, 미소한 잔류성분을 확인할 수 있다.

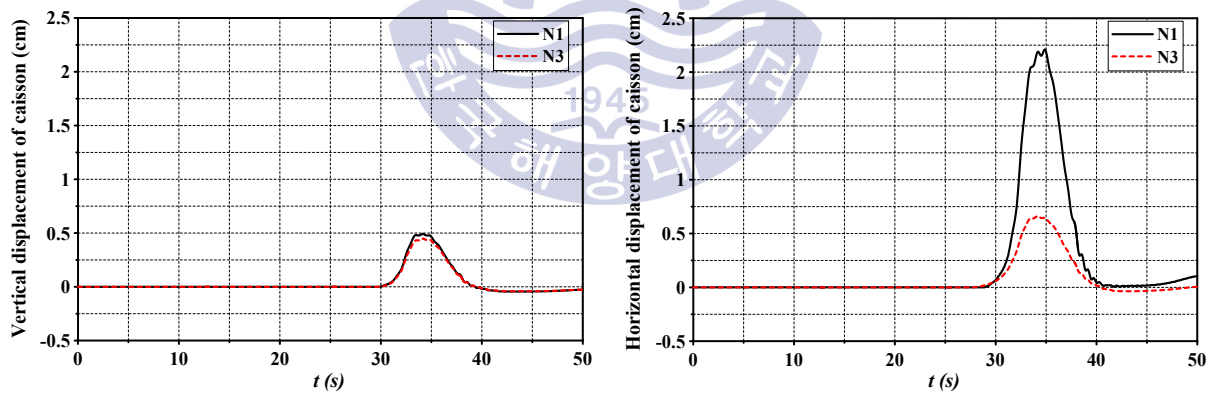
다음의 Fig. 3.8(a)는 N1과 N3지점에서 연직변위를, Fig. 3.8(b)는 수평변위를 각각 나타낸 결과이다. 수직변위의 경우 N1과 N3지점에서 대략 최대치 (+)0.5cm의 각각 변위량을, 수평변위의 경우 최대치에서 N1지점이 N3보다 약 (+)1.5cm 더 큰 변위량을 나타내므로 직립호안이 후방으로 전도 및 활동되고, 고립파가 반사된 이후에 다시 복원되는 것을 확인할 수 있다.

Fig. 3.9(a) 및 Fig. 3.9(b)는 직립호안과 해저지반의 각 절점에서 얻어지는 최대변형단면을 100배로 확대하여 나타낸 것이다. 그림에서 점선은 초기상태를, 실선은 최대변형단면을 각각 나타낸다. 그림으로부터 직립호안이 후방으로 전도 및 활동되는 현상을

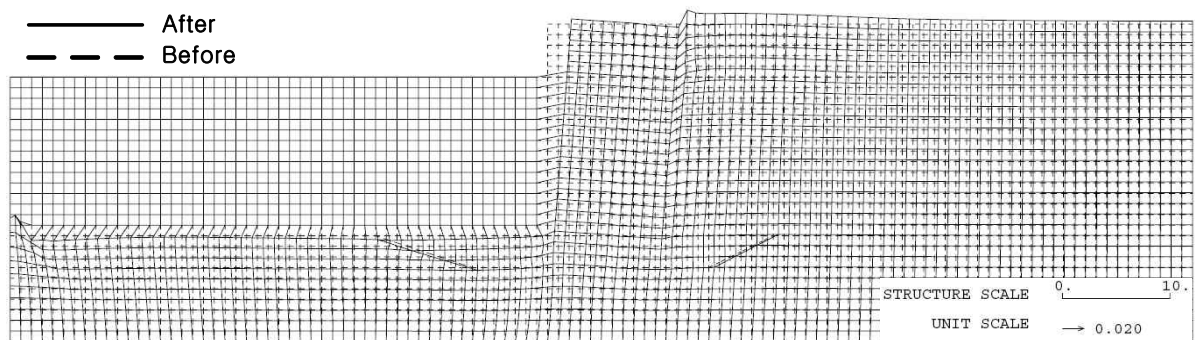
도시적으로 확인할 수 있고, 구조물과 뒷채움재의 접면부에서는 융기되는 현상을 볼 수 있다. 그리고, 구조물 전면하의 해저지반은 침하되며, 이는 해저지반상에서 가장 큰 값을 나타내고 지반내로 깊어질수록 작아지는 일반적인 특징과 부합되는 현상을 볼 수 있다. 여기서, 고립파의 파고가 클수록 보다 큰 변형을 나타내며, $H_i=2.5\text{m}$ 의 경우는 매우 미소한 변형을 나타내는 것을 알 수 있다.



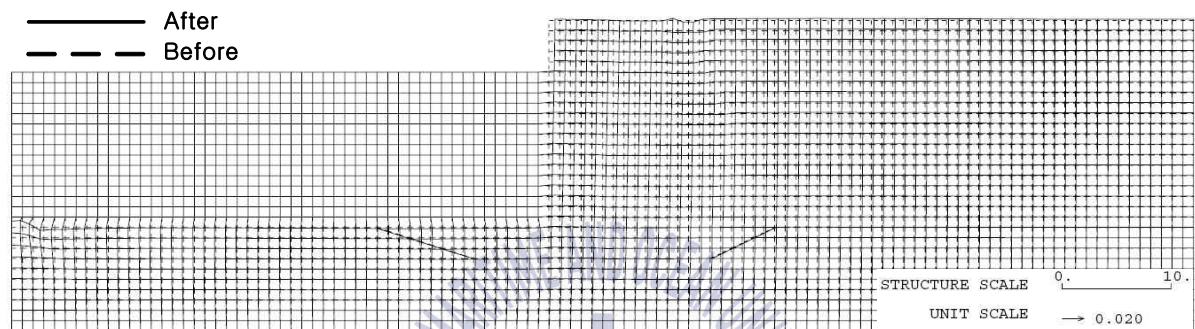
(a) vertical displacements (b) horizontal displacements
Fig. 3.7. Time history of dynamic displacements at N1 and N2.



(a) vertical displacements (b) horizontal displacements
Fig. 3.8. Time history of dynamic displacements at N1 and N3.



(a) $H_i=5\text{m}$



(b) $H_i=2.5\text{m}$

Fig. 3.9. Maximum deformation of revetment and seabed($\times 100$ magnitude).

(2) 과잉간극수압비

Fig. 3.10~3.19는 Fig. 3.6에서 제시된 각 지점에서 과잉간극수압비, 과잉간극수압 및 평균유효응력을 함께 나타낸다. 여기서, 과잉간극수압비는 초기유효응력 σ'_0 와 과잉간극수압 p 와의 비 p/σ'_0 로 정의된다. 따라서, 과잉간극수압비가 1에 가까운 값을 나타내는 경우는 액상화에 근접하였다는 것을 나타내며, 액상화에 근접되면 지반이 지지력을 상실한다는 것을 의미한다.

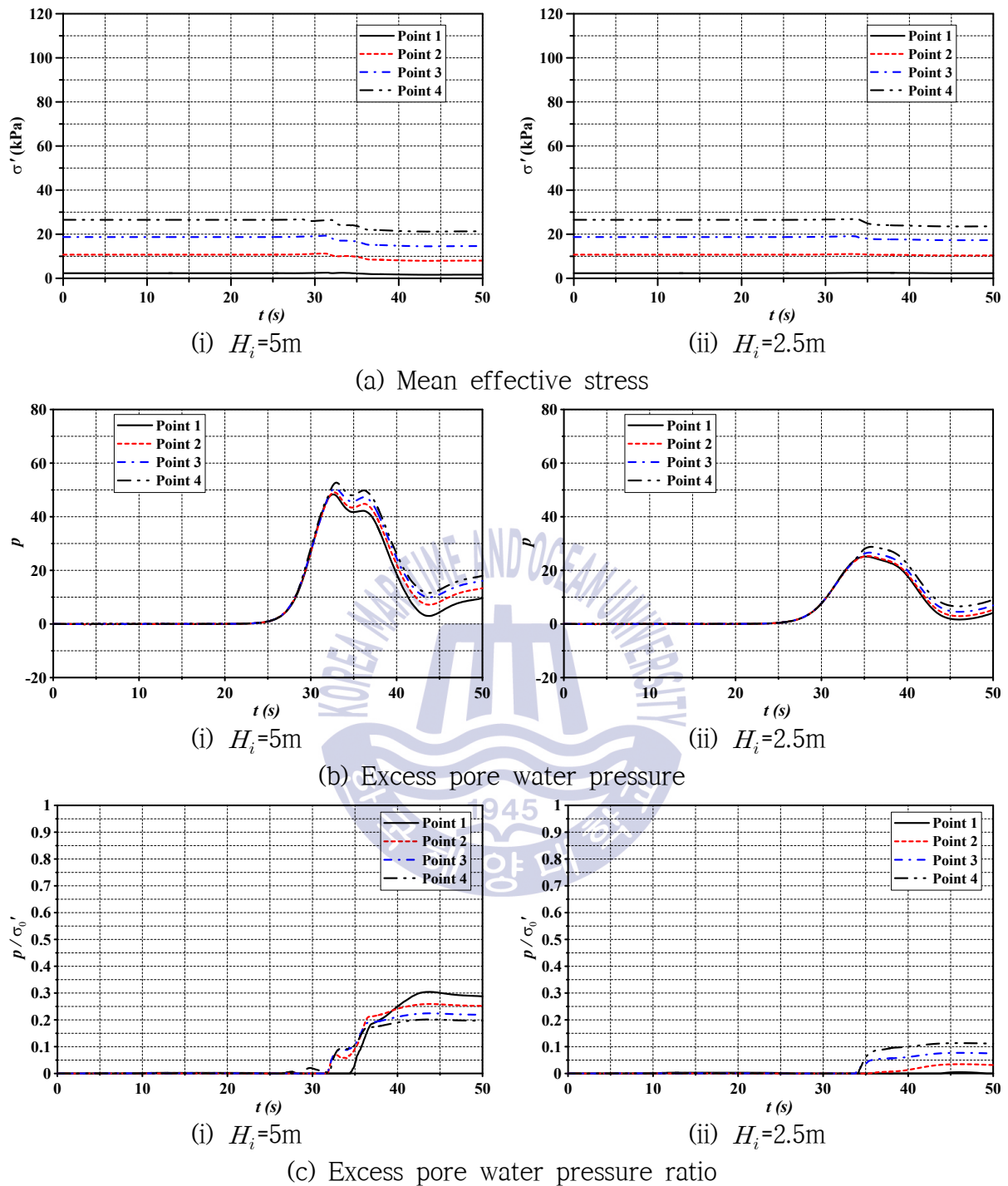


Fig. 3.10. Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 1~4.

Fig. 3.10(a), (b) 및 (c)는 $H_i=5, 2.5\text{m}$ 의 고립파에 대해 지반내 평균유효응력 σ' 과잉 간극수압 p 및 과잉간극수압비 p/σ'_0 를 각각 나타낸다. 먼저, 직립호안 전면에 있는 해

저지반내의 지점 points 1~4에서 평균유효응력을 살펴보면 평균유효응력은 상재하중에 상당하므로 연직깊이가 깊을수록 point 1보다 point 4가 더 큰 값을 나타내는 일반적인 결과를 그림으로부터 확인할 수 있다.

Fig. 3.10(a)의 평균유효응력에서 $t < 30s$ 에서는 고립파의 파고에 관계없이 동일한 값을 나타내지만, Fig. 3.10(b)에서 알 수 있는 바와 같이 고립파의 파봉이 도달하는 대략 $t \approx 35s$ 의 전후에서 평균유효응력이 약간 감소하며, 이러한 경향은 입사파고가 클수록 커지는 것을 알 수 있다. 입사파고가 클수록 진동성분이 급격히 크게 변동되며, 더불어 잔류성분의 누적도 빠른 시간에 이루어지므로 과잉간극수압이 증가하여 평균유효응력이 작아지는 것으로 추정된다.

과잉간극수압을 나타내는 Fig. 3.10(b)를 보면 $H_i = 5m$ 의 경우 약 $t \approx 33s$ 에 고립파의 입사파봉이, $t \approx 36.5s$ 에 반사파봉이 각각 도달하며, $H_i = 2.5m$ 의 경우 약 $t \approx 35.5s$ 에 고립파의 입사파봉이, $t \approx 38s$ 에 반사파봉이 각각 도달하는 것을 알 수 있다. 여기서 $H_i = 5m$ 의 경우가 파속이 빠른 것은 고립파의 전달속도가 정수심과 파고의 합인 수위의 함수로 주어지기 때문이다. 전체적으로 파고가 클수록 큰 과잉간극수압을 나타내고, 또한 동일한 파고에 대해서도 연직깊이가 깊을수록 큰 과잉간극수압의 발생을 나타낸다.

다음으로, $1 - \Delta\sigma'/\sigma_0$ 로도 정의될 수 있는 과잉간극수압비 p/σ'_0 를 나타내는 Fig. 3.10(c)의 결과는 과잉간극수압과 초기평균유효응력의 비로 주어지기 때문에 기본적으로 두 물리량의 변동특성을 포함하고 있다. 따라서, $t > 30s$ 의 범위에서 값의 변화가 나타나고, 파고가 큰 경우가 큰 과잉간극수압비를 나타내지만, 연직깊이에 따라서는 일률적인 경향을 나타내는 것은 아니다. points 1~4의 경우 $H_i = 5m$ 에서는 해저면상에 가까울수록, $H_i = 2.5m$ 에서는 해저면상에서 깊을수록 큰 값을 나타내지만, 현 지점은 액상화에 대해 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다.

다음의 Fig. 3.11에 도시하는 결과는 Fig. 3.6의 사석마운드부 끝단인 연직위치 points 5~8에서 지반내 평균유효응력, 과잉간극수압 및 과잉간극수압비와 같은 지반내 동적응답을 나타낸 것이다.

Fig. 3.11(a)의 평균유효응력은 전술한 Fig. 3.10(a)와 유사한 시간변동을 나타내지만, 전체적으로 큰 값을 가지며, 이는 사석마운드의 사석중량이 영향을 미친 결과로 판단된다. $t > 30s$ 의 영역에서 각 지점별 평균유효응력의 시간응답이 Fig. 3.10(a)와 약간 상이한 거동을 나타내는 것은 역시 사석마운드의 사석거동에 의한 영향으로 추정되며, 이러한 경향은 사석마운드부에 가까운 point 5에서 보다 강하게 표현된다. 그리고, $t > 30s$ 의 영역에서 $H_i = 5m$ 의 경우가 약간 크게 감소하는 것을 볼 수 있다.

과잉간극수압을 나타내는 Fig. 3.11(b)를 살펴보면 고립파의 입사성분과 반사성분이 내재되어 있는 것을 확인할 수 있지만, 파고가 작은 $H_i=2.5\text{m}$ 의 point 5에서는 하나의 성분만이 나타난다. 또한, $H_i=5, 2.5\text{m}$ 모두 point 5에서는 전술한 Fig. 3.10(b)보다 큰 값을 나타내는 것은 역시 사석마운드부에서 사석의 거동에 의한 것으로 판단된다. 전체적으로는 전술한 Fig. 3.10(b)와 달리 연직깊이에 따른 계통적인 경향을 보이지 않으며, 이 또한 사석마운드부와 모래지반부와의 거동의 차이에 기인하는 것으로 추정되지만, 연직깊이가 깊은 points 7, 8에서는 계통적인 경향을 다소 나타낸다. Fig. 3.10(b)에서도 주어진 것으로 point 6에서 연직깊이가 깊어지는 point 9로 갈수록 입사파성분과 반사파성분에 의한 피크치가 시간적으로 가까워지는 현상을 볼 수 있으며, 이는 파랑과 구조물과의 상호작용에 의해 해저지반에 발생하는 전단응력의 변화(Lee and Focht, 1975; Rahman et al., 1977)와 파압이 지반내부로 전달되면서 발생하는 침투류(seepage force)의 변동에 따른 전단응력의 변화(Ishihara and Yamazaki, 1984)로 인하여 잔류과잉간극수압이 발생되기 때문으로 판단된다.

과잉간극수압비의 Fig. 3.11(c)에서는 과잉간극수압의 영향으로 point 5의 경우 액상화에는 도달되지 않지만 상당히 큰 값을 나타내며, 입사파고가 클수록 큰 값을 나타내는 것도 확인된다. 또한, Fig. 3.11(b)에서 언급된 바와 같이 연직깊이에 따른 계통적인 경향은 명확히 나타나지 않는다.

다음의 Fig. 3.12의 결과는 직립호안 바로 전면하 points 9와 point 10에서 지반응답을 도시한 것이다. 먼저, Fig. 3.12(a)의 평균유효응력을 검토하면 $H_i=5\text{m}$ 의 경우 하나의 위치 $t \approx 34.5\text{s}$ 에서, $H_i=2.5\text{m}$ 의 경우 하나의 위치 $t \approx 36.5\text{s}$ 에서 그의 최소치를 나타내는 것을 볼 수 있다. 이러한 현상은 대상위치가 직립호안의 바로 전면이기 때문에 고립파의 입사파봉과 반사파봉의 동시 중첩에 의해 최대수위가 형성되고, 이러한 수위상승으로 인한 부력의 작용으로 직립호안의 중량이 가벼워지기 때문에 평균유효응력이 줄어든 것으로 추정된다. 또한, $H_i=2.5\text{m}$ 의 경우가 최소평균유효응력의 발생시간이 보다 지연되는 것은 전파속도가 느리기 때문이다. 여기서, 더 큰 수위변동을 나타내는 $H_i=5\text{m}$ 의 경우와 2.5m 의 경우가 거의 동일한 최소평균유효응력을 나타내는 것은 $H_i=5\text{m}$ 의 경우는 파가 직립호안을 월류하기 때문이다.

Fig. 3.12(b)의 과잉간극수압은 전술한 Fig. 3.10(b)와 3.11(b)의 경우와는 달리 하나의 피크치를 나타내며, 연직깊이가 깊을수록 보다 큰 값을 나타낸다. 또한, 입사파고가 클수록 더 큰 최대치를 나타내며, 동시에 최대치의 발생시간이 더 빠르다는 것을 확인할 수 있다.

다음으로, 과잉간극수압비를 나타낸 Fig. 3.12(c)에서는 전반적으로 1보다 작은 0.35 이하의 값을 나타내므로 액상화는 발생되지 않는다는 것을 확인할 수 있고, 역시 고립파의 파봉이 통과하는 시간에 최대과잉간극수압비를 나타내는 것을 알 수 있다.

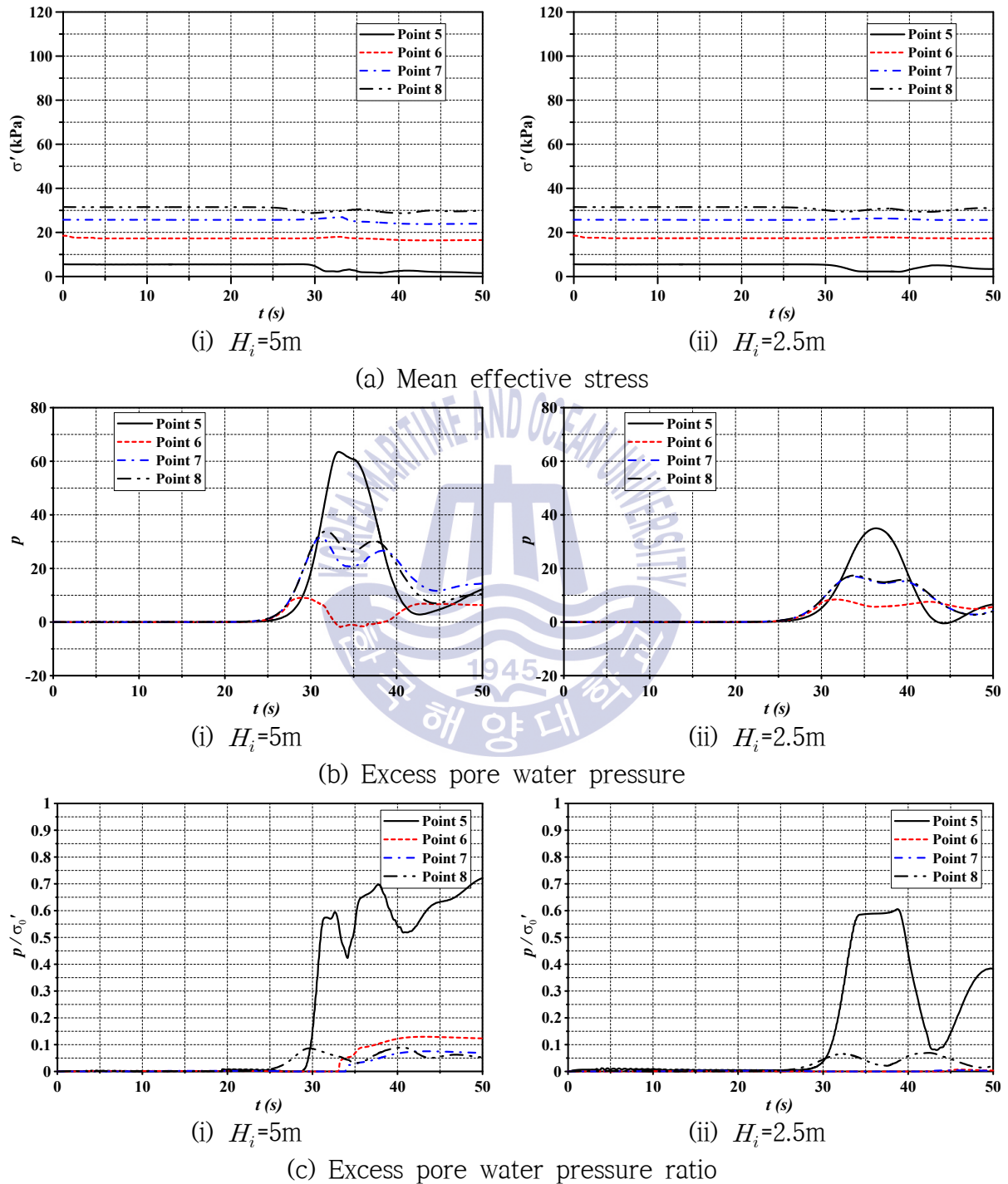


Fig. 3.11. Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 5~8.

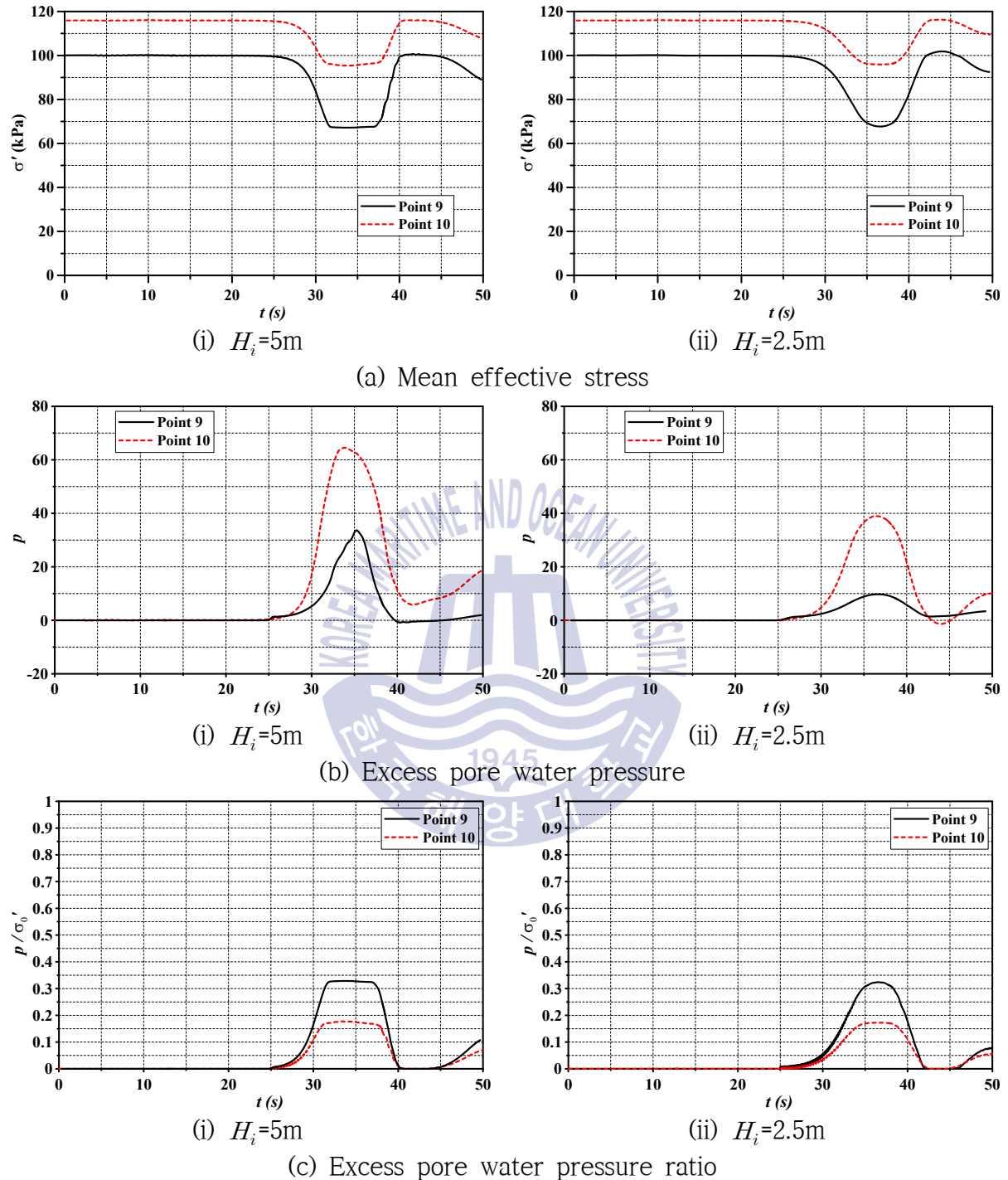


Fig. 3.12. Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 9 and 10.

다음의 Fig. 3.13은 직립호안 바로 후면 하단 points 11과 point 12지점에서 지반응답을 나타낸 것이다. Fig. 3.13(a)의 평균유효응력을 살펴보면 전술한 Fig. 3.12(a)보다 작

은 초기평균유효응력을 나타내지만, 월류가 발생되는 $H_i=5\text{m}$ 의 경우 월류에 의한 하중 증가와 부력에 의한 하중감소가 대략 상쇄되어 $t>33\text{s}$ 의 범위에서 약간의 평균유효응력의 감소만을 나타낸다. 그러나, 월류가 발생되지 않는 $H_i=2.5\text{m}$ 의 경우 평균유효응력의 변화는 거의 나타나지 않는다.

Fig. 3.13(b)의 과잉간극수압은 전술한 Fig. 3.12(b)의 경우와 유사한 변화과정을 나타내지만, 크기는 Fig. 3.13(b)의 경우가 보다 큰 값을 나타낸다. 이러한 결과는 Fig. 3.7과 Fig. 3.8에서 지적한 바와 같이 고립과 작용에 의해 직립호안이 배후로 전도 및 활동되고, 동시에 이로 인하여 구조물의 후면 toe에 압축력이 작용되기 때문이다 (Groot and Meijers, 2004).

과잉간극수압비는 Fig. 3.13(c)로부터 알 수 있는 바와 같이 Fig. 3.12(c)보다 작은 값을 나타내며, 특히 월류가 발생되지 않는 $H_i=2.5\text{m}$ 에서는 0에 가까운 값을 나타낸다. 이러한 결과는 $H_i=5\text{m}$ 의 월류한 경우보다 월류하지 않은 2.5m에서 직립호안의 거동이 미소하기 때문에 Fig. 3.13(a)와 같이 유효응력의 변화가 없기 때문에 과잉간극수압비가 나타나지 않는 것으로 판단된다.

Fig. 3.14는 Fig. 3.6에 제시된 points 13~16지점에서 평균유효응력, 과잉간극수압 및 과잉간극수압비를 나타내고 있다. 이 지점은 직립호안의 하부에서 옆으로 벗어난 지점으로, 상부 뒷채움재의 영향을 직접적으로 받기 때문에 전술한 Fig. 3.12와 Fig. 3.13보다는 다소 작은 평균유효응력이 작용된다는 것을 알 수 있다. 과잉간극수압의 경우 직립호안의 거동에 의해 작은 값을 나타내지만, 위치가 구조물로부터 떨어져 있기 때문에 points 9~12지점에서보다는 작은 값을 나타낸다. 그리고, 과잉간극수압비는 예상되는 바와 같이 매우 작은 값을 나타낸다. 여기서, points 17~20지점에서 지반응답은 points 13~16지점에 대한 Fig. 3.14의 결과와 유사하게 나타나므로 지면관계상 제시하지 않는다.

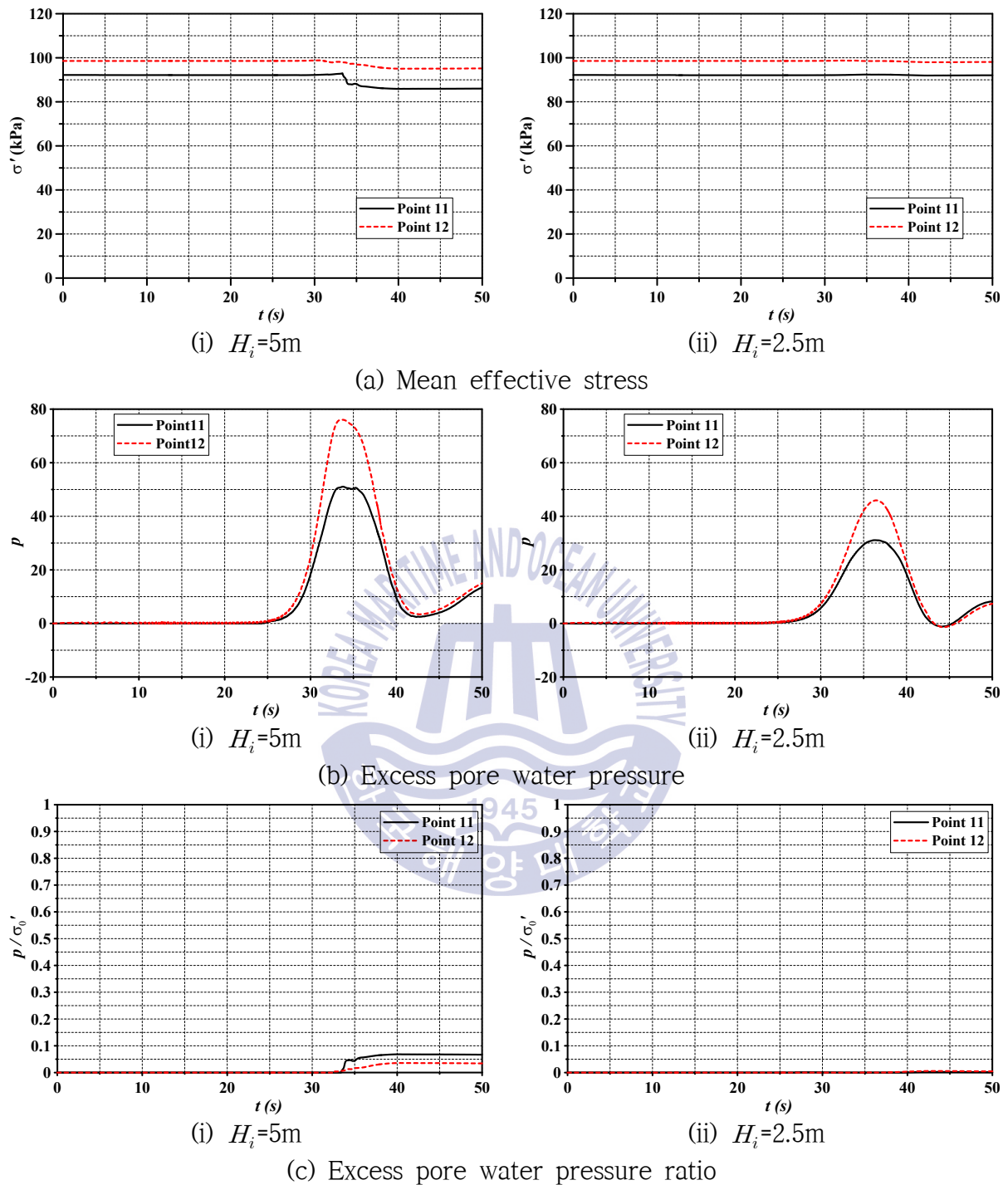


Fig. 3.13. Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 11 and 12.

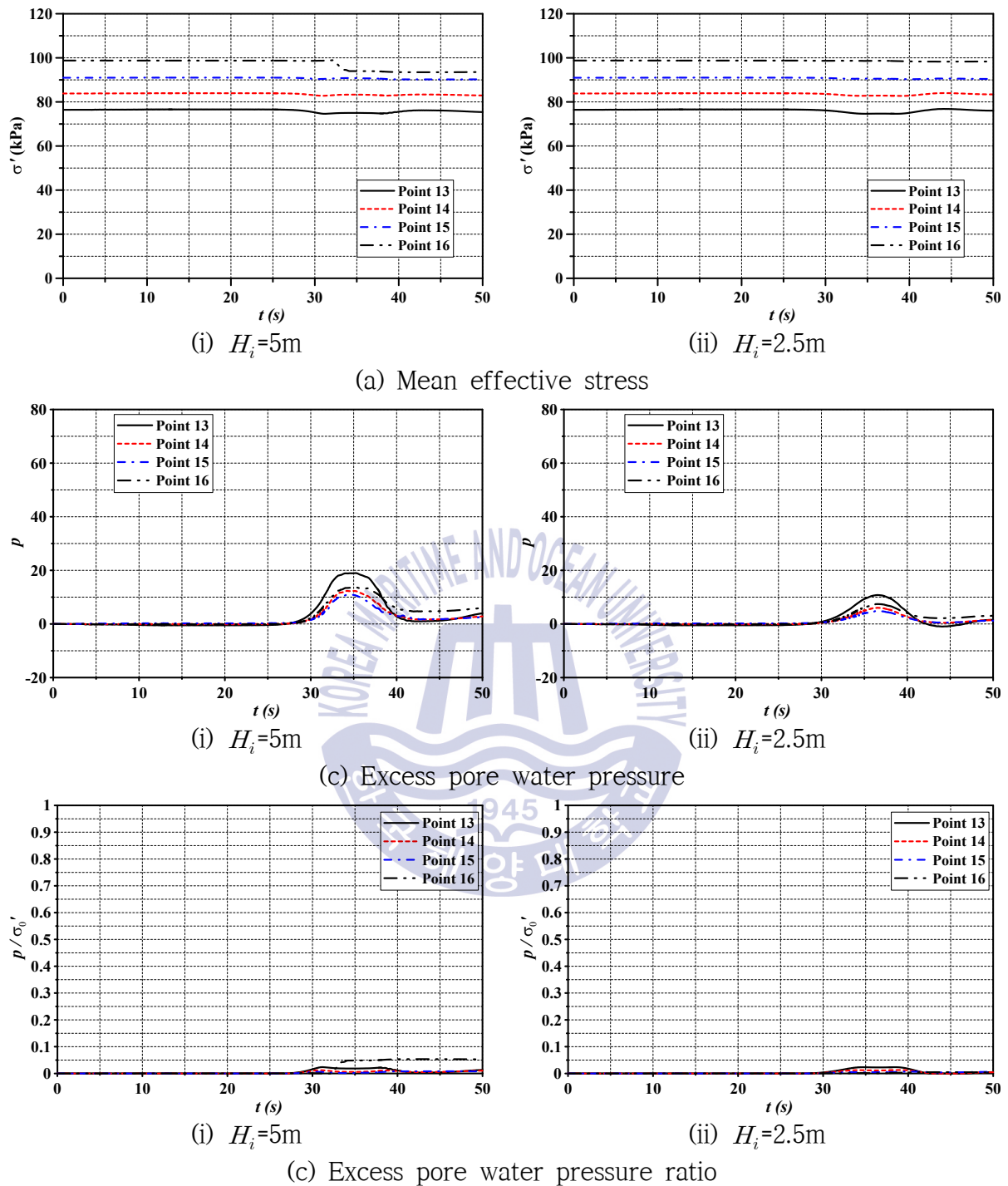


Fig. 3.14. Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 13~16.

다음은 본 연구에서 가장 큰 지반응답을 나타낸 직립호안의 바로 배면인 points 21과 point 22지점에서 결과를 도시한 것이 Fig. 3.15이다. 여기서, point 21의 연직위치는 $z = -10.5\text{m}$ 이고, point 22는 $z = -15.5\text{m}$ 이다. 두 지점에서 평균유효응력, 과잉간극수압 및

과잉간극수압비가 유사한 시간변동을 나타내고, 값의 차이도 그다지 크지 않다.

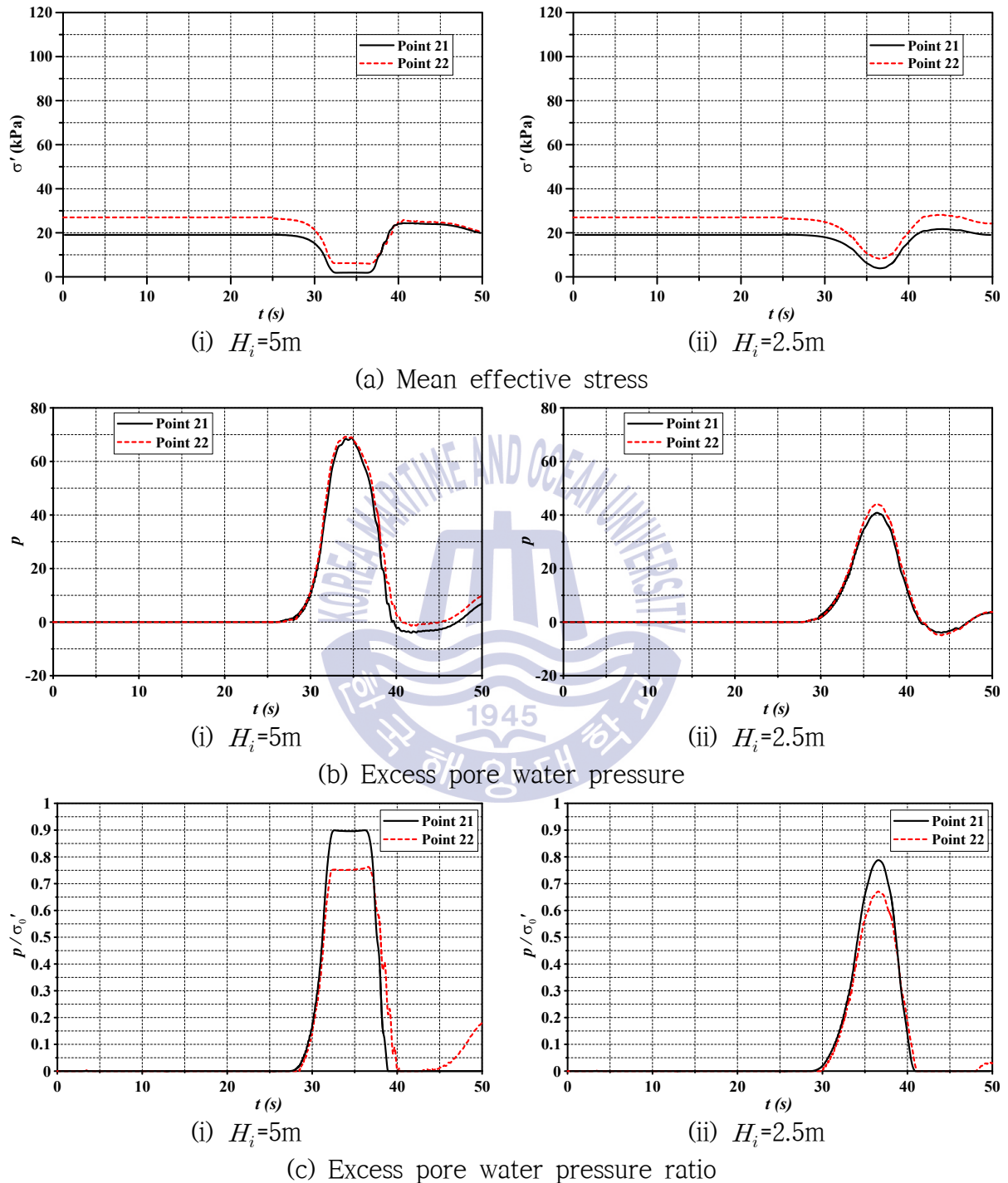


Fig. 3.15. Excess pore water pressure, mean effective stress and excess pore water pressure ratio at the points 21 and 22.

평균유효응력은 $30 < t < 40$ s에서 발생하는 Fig. 3.7과 Fig. 3.8의 직립호안 동적거동의 영향으로 감소하는 것을 알 수 있고, 동일하게 과잉간극수압은 증가하는 결과를 나타낸다. 여기서, 최소평균유효응력과 최대과잉간극수압의 발생시간은 동일하며, 월류가 발생하는 $H_i=5$ m의 경우가 과잉간극수압에서는 보다 큰 값을 나타내지만, 평균유효응력에서는 거의 유사한 값과 그의 변화를 나타내는 것을 알 수 있고, 또한 연직깊이에 따른 과잉간극수압의 차이는 크지 않다는 사실을 확인할 수 있다. 과잉간극수압비의 경우는 point 21에서 전술한 경우에 비해 가장 큰 $0.9(H_i=5\text{m})$ 와 $0.78(H_i=2.5\text{m})$ 의 값을 나타내므로 지금까지의 결과에 기초하면 직립호안 바로 배면이 액상화될 가능성이 가장 크다는 사실을 확인할 수 있고, 이것은 구조물의 동적거동으로부터 직접적인 영향을 받기 때문인 것으로 판단된다.

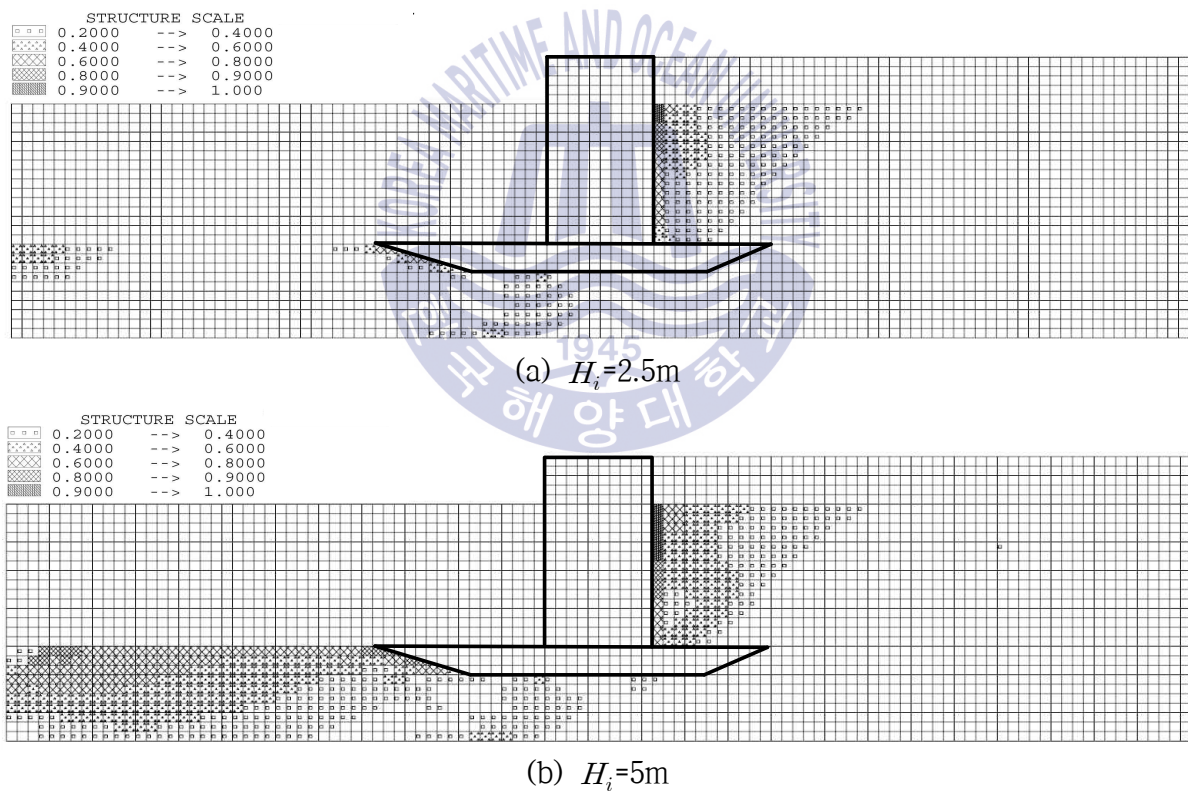


Fig. 3.16. Final distributions of maximum excess pore water pressure ratio.

마지막으로, Fig. 3.16에 나타내는 결과는 최대과잉간극수압비의 공간분포이다. 전체적으로 $H_i=5\text{m}$ 의 결과가 2.5m 의 결과보다 큰 값의 분포를 나타내며, 전술한 바와 같이 직립호안의 바로 배면에서 가장 큰 최대과잉간극수압비를 나타내고, 수평으로 멀어질

수록 줄어드는 경향을 나타낸다. 다음으로는 구조물 전면 사석마운드부의 비탈면과 모래지반이 접하는 해저지반에서 큰 값을 나타낸다. 또한, 구조물에서 후면보다 전면에 놓이는 사석마운드부하에서 다소 큰 최대과잉간극수압비를 볼 수 있고, $H_i=5\text{m}$ 의 경우에는 구조물 전면의 해저지반내에서도 값의 분포를 알 수 있으며, 연직깊이가 깊어질수록 작아지는 경향을 나타낸다.

3.4 결론

본 연구에서는 고립파로 인한 직립호안의 동적거동 및 주변 지반내에서 동적응답과 액상화의 유무를 확인하기 위하여 2차원수치파동수로인 2D-NIT모델을 적용하여 고립파를 수치조파하여 동과압을 산정하고, 이로 인한 지반내에서 간극수압과 액상화와 같은 지반응답을 정밀하게 재현할 수 있는 탄·소성지반의 다중전단메커니즘에 관한 유한요소해석 프로그램인 FLIP을 적용하여 구조물의 동적거동, 누적침하량, 과잉간극수압, 평균유효응력 및 과잉간극수압비 등을 수치모델링하였다. 또한, 수치해석의 해석치와 실험결과와의 비교·검토를 통하여 수치해석결과의 타당성을 검증하였다. 이상으로부터 도출된 중요한 결과를 요약하면 다음과 같다.

- (1) 고립파의 작용으로 직립호안이 배후로 전도 및 배후로 활동되고, 고립파가 반사된 이후에 다시 복원되지만, 완전히 복원되지 않는 잔류성분이 존재한다.
- (2) 과잉간극수압비는 구조물 전면 사석마운드부의 비탈면과 모래지반이 접하는 해저지반에서 큰 값을 나타내고, 또한 구조물 후면보다 전면에 놓이는 사석마운드부하에서 큰 값을 나타낸다. 이는 입사파고가 높을수록 크게 되는 경향을 보인다.
- (3) 과잉간극수압은 연직깊이가 깊을수록, 또한 입사파고가 클수록 더 큰 최대치를 나타내며, 동시에 최대치의 발생시간이 더 빠르다는 것을 확인할 수 있다. 또한, 지반내 연직깊이가 깊을수록 진동과잉간극수압이 감소하나 잔류과잉간극수압은 증가한다.
- (4) 평균유효응력은 수위상승으로 인한 부력의 작용과 직립호안의 동적거동에 대한 영향으로 감소 및 증가하는 경향을 보인다.

이상에서 논의된 2D-NIT & FLIP모델에 의한 본 논문의 타당성은 기존의 수리실험과

의 비교로부터 검증되었지만, 향후 수리모형실험을 수행하여 보다 심층적으로 결과의 타당성을 검토하고자 한다.



References

- Brorsen, M. and Larsen, J. (1987). Source generation of nonlinear gravity waves with boundary integral equation method., Coastal Eng., 11, 93-113.
- De Groot, M.B. and Meijers, P. (2004). Wave induced liquefaction underneath gravity structures, Intl. Conference on Cyclic Behaviour of Soils and Liquefaction Phenomena, 399-406.
- Fenton, J. (1972). A ninth-order solution for the solitary wave, J. of Fluid Mech., 53(2), 257-271.
- Grimshaw, R. (1971). The solitary wave in water of variable depth: Part 2, J. of Fluid Mech., 46, 611-622.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992a). Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 1-15.
- Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1992b). Analysis of undrained cyclic behavior of sand under anisotropic consolidation, Soils and Foundation, Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Eng., 32(2), 16-20.
- Ishihara, K. and Yamazaki, A. (1984). Analysis of wave-induced liquefaction in seabed deposits of sand, Soils and Foundations, 24(3), 85-10.
- Imase, T., Maeda, K. and Miyake, M. (2012). Destabilization of a caisson-type breakwater by scouring and seepage failure of the seabed due to a tsunami, ICSE6-128, 807-814.
- Kang, G.C., Yun, S.K., Kim, T.H. and Kim, D.S. (2013). Numerical analysis on settlement behavior of seabed sand-coastal structure subjected to wave loads, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 25(1), 20-27.
- Li, J. and Jeng, D.S. (2008). Response of a porous seabed around breakwater heads, Ocean Eng., 35, 864-886.
- Lee, K.L. and Focht, J.A. (1975). Liquefaction potential of Ekofisk Tank in North Sea, J. of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, 100, 1-18.
- Lee, K.H., Park, J.H., Cho, S. and Kim, D.S. (2013). Numerical simulation of irregular airflow in OWC wave generation system considering sea water exchange, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 25(3), 128-137.

- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014a). Numerical simulation on seabed-structure dynamic responses due to the interaction between waves, seabed and coastal structure, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 26(1), 49-64.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014b). Numerical simulation of dynamic response of seabed and structure due to the interaction among seabed, composite breakwater and irregular waves(1), J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 26(3), 160-173.
- Lee, K.H., Baek, D.J., Kim, D.S., Kim, T.H. and Bae, K.S. (2014c). Numerical simulation of dynamic response of seabed and structure due to the interaction among seabed, composite breakwater and irregular waves(2), J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 26(3), 174-183.
- Lee, K.H., Lee, S.K., Shin, D.H. and Kim, D.S. (2008). 3-Dimensional analysis for nonlinear wave forces acting on dual vertical columns and their nonlinear wave transformations, J. of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 20(1), 1-13.
- Mase, H., Sakai, T. and Sakamoto, M. (1994). Wave-induced porewater pressures and effective stresses around breakwater, Ocean Eng., 21(4), 361-379.
- Miyake, T., Sumida, H., Maeda, K., Sakai, H., and Imase, T. (2009). Development of centrifuge modelling for tsunami and its application to stability of a caisson-type breakwater, J. of Civil Eng. in the Ocean, 25, 87-92.
- Miyamoto, J., Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2004). Progressive solidification of a liquefied sand layer during continued wave loading, Geotechnique, 54(10), 617-629.
- Ozutsumi, O., Sawada, S., Iai, S., Takeshima, Y., Sugiyama, W. and Shimasu, T. (2002). Effective stress analysis of liquefaction-induced deformation in river dikes, J. of Soil Dynamics and Earthquake Eng., 22, 1075-1082.
- Rahman, M. S., Seed, H. B. and Booker, J. R.(1977). Pore pressure development under offshore gravity structures, J. of the Geotechnical Eng. Division, ASCE, 103, 1419-1436.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (1999). Analysis of wave-induced liquefaction of beds of sand in centrifuge, Geotechnique, 49(5), 621-638.
- Sassa, S. and Sekiguchi, H. (2001). Analysis of wave-induced liquefaction of sand

beds, *Geotechnique*, 51(12), 115-126.

- Sassa, S., Sekiguchi, H. and Miyamoto, J. (2001). Analysis of progressive liquefaction as a moving-boundary problem, *Geotechnique*, 51(10), 847-857.
- Sakakiyama, T. and Kajima, R. (1992). Numerical simulation of nonlinear wave interaction with permeable breakwater, *Proceedings of the 22nd ICCE, ASCE*, 1517-1530.
- Sawada, S., Ozutsumi, O. and Iai, S. (2000). Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quay wall: analysis by "FLIP", *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Eng.*, 2486.
- The Japanese Central Disaster Prevention Council (2012). Investigative commission of giant earthquake model of Nankai trough, The 16th, About proceedings summary, <http://www.bousai.go.jp/jishin/chubou/nankai/16/>.
- Tonkin, S., H. Yeh, F. Kato, and S. Sato (2003). Tsunami scour around a cylinder, *J. of Fluid Mech.*, 496, 165-192.
- Ulker, M.B.C, Rahman, M.S. and Guddati, M.N. (2010). Wave-induced dynamic response and instability of seabed around caisson breakwater, *Ocean Eng.*, 37, 1522-1545.
- Ye, J., Jeng, D., Liu, P. L.-F., Chan, A.H.C, Ren, W. and Changqi, Z. (2014). Breaking wave-induced response of composite breakwater and liquefaction in seabed foundation, *Coastal Eng.*, 85, 72-86.
- Yeh, H. and Mason, H.B. (2014). Sediment response to tsunami loading : mechanisms and estimates, *Geotechnique*, 64(2), 131-143.
- Young, Y.L., White, J.A., Xiao, H., Borja, R.I.(2009). Liquefaction potential of coastal slopes induced by solitary waves. *Acta Geotechnica*, 4 (1), 17-34.

제 4 장 육상교량에 작용하는 지진해일파력

4.1 서언

지진해일은 경우에 따라 해안 저지대의 침수·범람에 의해 막대한 인명과 재산 상의 피해를 발생시키며, 특히 지진해일에 의한 항만, 도로, 교량 등과 같은 중요한 사회 간접자본의 피해는 사회·경제활동에 심각한 피해를 초래한다. 대표적인 예로 2004년 12월 26일 발생한 규모 M9.1의 지진에 의한 인도양지진해일, 2010년 2월 27일 칠레에서 발생한 규모 M8.8의 지진에 의한 칠레지진해일 및 2011년 3월 11일 발생한 일본에서 발생한 규모 M9.0의 동일본대지진 및 지진해일을 들 수 있다. 특히 동일본대지진해일로 인명피해뿐만 아니라 10만채의 가옥피해 및 저유탱크 및 원자력 발전소의 폭발, 교량 및 공항할 것 없이 해당 지역의 모든 인프라에 회복 불능의 타격을 입혀 사회 경제 활동에 막대한 피해를 가져왔다. 다음의 Photo 4.1에 교량의 피해사례를 제시한다.



Photo 4.1. Bridges damaged by tsunami due to East Japan Earthquake.

제1장에서 서술된 바와 같이 육상교량에 작용하는 지진해일파력에 대한 연구는 2004년 인도양지진해일시에 다수의 교량이 유실되는 피해를 입은 이후 본격적으로 수행되기 시작하였다. 예로, Iemura et al.(2005), Shoji and Moriyama(2007) 등은 당시 교량의 피해 정도 및 교량의 안정성에 대해, Araki et al.(2010a, 2010b) 등은 실험에 기초하여 교량에 작용하는 지진해일파력에 대해, Shoji et al.(2009) 등은 지진해일파력의 분류에 대해, Shigihara et al.(2010) 등은 지진해일파력과 교량의 안전율에 대해 각각 연구를

수행하였다. 특히, Shoji et al.(2010)은 쇄파단파의 작용하에 교량에 작용하는 수평 및 연직방향의 지진해일파력과 항력계수에 대한 연구를 수행하였다.

한편, 지진해일파력의 수치해석에서는 대부분이 고정도의 수치해석법으로 알려진 Navier-Stokes운동방정식과 VOF(Hirt and Nichols, 1981)법을 병용하는 수법 혹은 SPH(Smoothed-Particle Hydrodynamics)법 등을 적용하고 있다. 이에 대한 연구 사례로 Arikawa et al.(2005), Xiao and Huang(2008), Shigihara et al.(2010), Nakamura et al.(2013), Tanabe et al.(2013), Yim and Azadbakht(2013), Bricker and Nakayama(2014) 및 Xu(2015) 등의 다수를 들 수 있다. 이들의 대부분은 수치결과를 실험결과와 비교하여 수치해석의 유용성을 확인하고 있다.

이상의 수치해석에서는 단면 2차원적인 접근법을 사용하고 있기 때문에 구조물 끝단에서 회절현상과 전후 및 좌우로 배치된 구조물군의 영향 등과 같은 3차원적인 수위변동과 파력을 평가할 수 없다는 단점을 지닌다. 그리고, 많은 연구는 단파에 의한 지진해일 파력의 실험결과에 항력만을 고려한 Morison식을 적용하여 지진해일파력을 추정하고 있다. 또한, 수치해석의 경우는 파력의 시계열에 관한 실험치와의 비교로부터 수치해석의 타당성만이 주로 논의되고, Morison을 통한 지진해일파력의 추정은 검토되지 않고 있다.

본 연구에서는 지진해일파력의 산정에 유용성이 충분히 검증된 Navier-Stokes solver에 기초한 3차원혼상류 해석법 TWOPM-3D(3D one-field Model for immiscible TWO-Phase flows)를 적용한다. 또한, 정밀한 계산을 수행하기 위하여 수면형의 추적에는 VOF법을, 이산방정식에는 SMAC(Simplified Marker and Cell; Amsden and Harlow, 1970)법을, 난류해석에는 LES(Large Eddy Simulation; Smagorinsky, 1963)모델을 각각 적용한다.

육상교량에 작용하는 지진해일파력의 수치해석에 본 연구에서와 같이 유체와 기체의 각 운동을 동시에 해석할 수 있는 3차원혼상류해석법을 적용한 경우는 많지 않다. 혼상류해석법을 적용하는 경우는 쇄파과정 등에서 진행되는 공기혼입에 따른 파력의 저감 등도 함께 평가할 수 있는 장점을 가지므로 전술한 다른 수치해석법보다 고정도해석법으로 판단된다. TWOPM-3D에 대한 상세한 사항은 Lee et al.(2011)을 참고하기 바란다.

이상으로부터 2004년 인도양지진해일시에 피해를 입은 인도네시아 Lueng le Bridge(Shoji et al., 2009)를 대상으로 교각에 의한 지진해일파의 내습시 작용파력을 TWOPM-3D로 수치해석한다. 파력의 추정에는 항력만을 고려하는 기존의 방법과 달리

항력과 관성력을 동시에 고려하는 Morison식을 적용한다. 이로부터 항력계수와 관성력계수를 추정하고, 결과를 기존의 설계기준과 비교·검토한다. 따라서, 본 수치해석법의 적용성, 그리고 파력의 추정에서 항력계수와 관성력계수를 동시에 고려하는 Morison식의 적용성과 타당성을 논의한다.

4.2 수치해석 이론

혼상유체의 흐름운동에서 경계면의 추적이 가능할 경우 서로 혼합되지 않는 혼상유체의 운동에 대해서 단일유체모델(one-filed model for immiscible two-phase fluid)을 적용할 수 있다. 각 상의 유체가 국소질량 중심과 함께 이동하는 것으로 가정하면 단일유체모델은 다음과 같은 단일의 연속방정식(4.1)과 Navier-Stokes운동방정식(4.2)~(4.4)에 의해 기술될 수 있다.

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} + \frac{\partial w}{\partial z} = q^* \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + v \frac{\partial u}{\partial y} + w \frac{\partial u}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{xx} + 2\hat{\nu} D_{xx}) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{xy} + 2\hat{\nu} D_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{xz} + 2\hat{\nu} D_{xz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{\nu}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial x} \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial v}{\partial t} + u \frac{\partial v}{\partial x} + v \frac{\partial v}{\partial y} + w \frac{\partial v}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial y} + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{yx} + 2\hat{\nu} D_{yx}) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{yy} + 2\hat{\nu} D_{yy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{yz} + 2\hat{\nu} D_{yz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{\nu}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial y} \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + v \frac{\partial w}{\partial y} + w \frac{\partial w}{\partial z} = & -\frac{1}{\hat{\rho}} \frac{\partial p}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} (-\tau_{zx} + 2\hat{\nu} D_{zx}) \\ & + \frac{\partial}{\partial y} (-\tau_{zy} + 2\hat{\nu} D_{zy}) + \frac{\partial}{\partial z} (-\tau_{zz} + 2\hat{\nu} D_{zz}) + \frac{F_s}{\hat{\rho}} - \frac{2\hat{\nu}}{3} \frac{\partial q^*}{\partial z} - g - \lambda w \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$q^* = \begin{cases} q(y, z, t)/\delta_x & x = x_s \\ 0 & x \neq x_s \end{cases} \quad (4.5)$$

여기서, t 는 시간, x, y, z 는 좌표, u, v, w 는 x, y, z 방향에 대한 각 유속 성분, p 는 압력, g 는 중력가속도, τ_{ij} 는 SGS(Sub-Grid Scale)에서의 난류응력, D_{ij} 는 변위-응력에 대한 GS(Grid Scale)성분, F_s 는 표면장력에 의한 체적력, λ 는 부가감쇠영역에서의 감쇠계수,

$\hat{\rho}$ 는 밀도, \hat{v} 는 동점성계수로, 각각 기체 혹은 액체를 결정하는 공간 및 시간의 함수이다. q^* 는 조파소스(source)의 유량밀도로, 조파소스가 위치하는 $x = x_s$ 이외의 영역에서는 0으로 주어진다. δ_x 는 $x = x_s$ 를 포함하는 x 방향의 격자폭이다.

4.3. 수치해석 결과

4.3.1 수치해석의 검증

(1) Matsutomi의 실험결과

Matsutomi(1991)는 상·하류측에 큰 수위차를 갖는 수조내 게이트를 급속히 개방하여 이 때 발생하는 단파(bore)가 하류측의 연직벽면에 미치는 파력을 측정하였다. 실험에 사용된 수조의 크기는 길이 11m, 폭 0.3m, 높이 0.5m인 직사각형수조이며, 단파를 발생시키기 위하여 상류측에서 하류측으로 5m인 지점에 게이트를 설치하였다. 본 연구의 3차원수치파동수조도 실험조건과 동일하게 구성되었으며, 실험과 수치해석 모두 게이트의 상류수심은 $h_1=40\text{cm}$ 이고, 하류수심은 $h_0=2, 4, 8\text{cm}$ 로 각각 변화되었다.

다음의 Fig. 4.1은 실험결과(Matsutomi, 1991)와 이 수치해석결과를 비교한 것이다. 그림에는 파압계와 분력계로 각각 독립적으로 측정된 두 실험결과가 함께 제시되어 있다. 그림에서 시간의 원점은 단파가 전파되어 연직벽에 충돌하는 시점을 나타낸다. 그림으로부터 시간의 경과에 따라 두 해석에 의한 파력은 증가되고, 이러한 과정에서 두 결과가 매우 잘 일치된다는 것을 확인할 수 있다. 그러나, 시간의 후반부에서는 이 수치해석결과가 상대적으로 작은 값을 나타내는 것을 볼 수 있으며, 이는 이 수치해석이론에 저면상에서 마찰이 고려되지 않았기 때문인 것으로 판단된다.

(2) Arnason의 실험결과

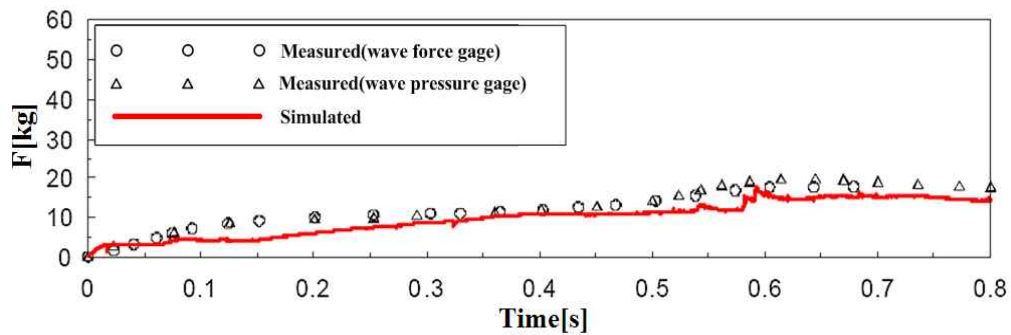
Arnason(2005)은 상·하류에서 큰 수위차를 갖는 게이트의 급속개방에 의해 발생한 단파가 주상구조물에 작용되는 경우의 3차원파력을 측정하였다. 실험에 사용된 수조크기는 길이 160cm, 폭 61cm, 높이 75cm인 직사각형수조이다. 게이트는 상류측에서 하류측으로 40cm의 거리에 설치되었고, 주상구조물은 한 변의 길이가 12cm인 정사각형단면을 가지며, 높이는 수조와 동일하다. 본 연구에서 적용된 3차원수치파동수로 및 주상구조물은 실험조건과 동일하지만, 수조높이는 80cm로 적용되었다. Fig. 4.2에 이 수치해석에 사용된 3차원수치파동수로 및 구조물의 설치위치 등을 나타낸다.

Fig. 4.3은 사각형단면의 주상구조물에서 단파에 의한 수평파력의 시간변화를 나타낸 것이다. 그림으로부터 Arnason(2005)의 실험에서 측정된 값에 비하여 작은 값을 나타내

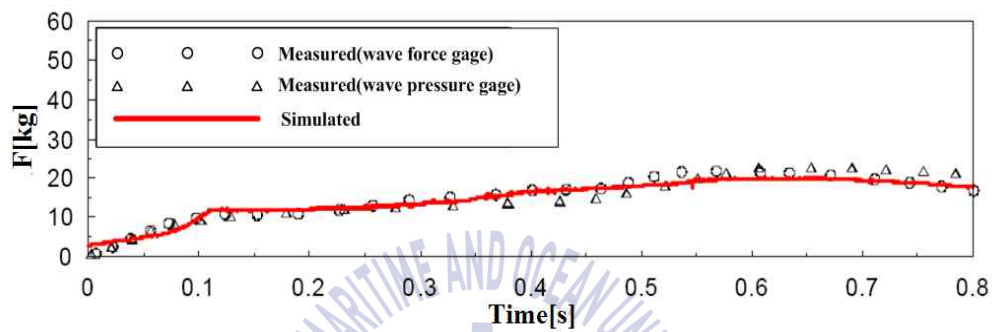
며, 단파파력이 주상구조물에 작용하는 순간부터 위상차가 발생하는 것을 볼 수 있다. 이러한 결과는 전술한 바와 같이 수리실험에서 게이트의 급속개방에 소요되는 시간에 따른 위상차에 기인한 결과이다. 따라서 이러한 위상차를 고려하지 않고 실험결과를 좌측으로 위상이동시키면 두 결과는 매우 잘 일치하는 것으로 판단된다. 그리고, $t=1.5s$ 근방에서 (-)(진행파의 반대방향)의 파력이 나타나는 것은 전파된 단파가 수조연직벽면에서 반사되어 구조물의 배후면에 작용한 결과이다. 여기서, 단파의 최대파력 및 최소파력에서 실험치와의 차이는 바닥마찰을 고려할 수 없는 이 해석법의 한계일 수도 있지만, 계산에서 시간스텝 및 공간스텝 등도 수치해석결과에 영향을 미치므로 향후 다각도적인 검토가 필요한 것으로 판단된다.

Fig. 4.4는 게이트에서 하류측으로 35.4cm, 저면상 2.6cm인 지점에서 수평유속을 측정 한 것으로, 단파가 전파되어 측정점을 통과하는 순간을 시간의 원점으로 나타내었다. 수치해석결과는 Arnason(2005)의 실험치와 유사한 값을 나타내며, 시간의 경과에 따른 값의 변화과정도 잘 일치하는 것을 확인할 수 있다.

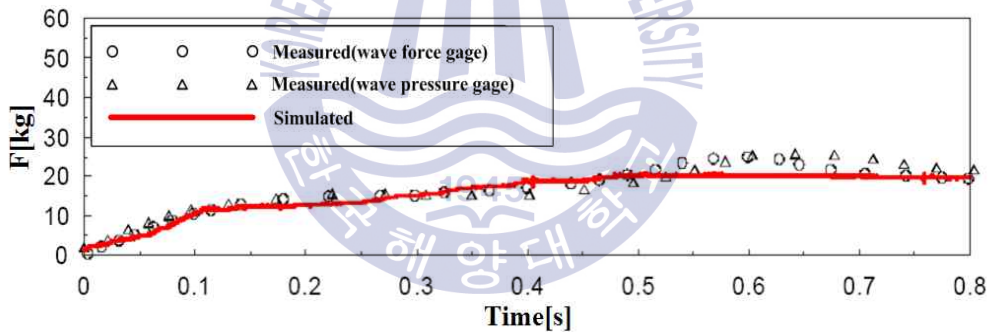




(a) $h_1=40\text{cm}$, $h_o=2\text{cm}$



(b) $h_1=40\text{cm}$, $h_o=4\text{cm}$



(c) $h_1=40\text{cm}$, $h_o=8\text{cm}$

Fig. 4.1. Comparison of experimental results(Matutomi,1991) and numerical ones of this study for the bore force acting on the vertical revetment.

이상에서 연직벽체 및 정사각형단면을 갖는 연직주상구조물에 대한 기존의 정밀한 실험결과와 이 수치해석결과를 비교·검토하였다. 이 수치이론은 저면상의 마찰을 고려할 수 없는 관계로 실험치와의 차이가 인정되지만, 전반적으로는 실험치와 매우 잘 일치하는 것을 확인할 수 있었다. 따라서 다음에 수행되는 고립파 작용하 육상교량에 작용하는 파력의 수치해석결과도 그 신뢰성이 매우 높을 것으로 판단된다.

4.3.2 육상교량과 고립파의 제원

연안역의 육상교량에 작용하는 고립파에 의한 지진해일파력의 특성을 평가하기 위하여 2004년 인도양 지진해일시 인도네시아에서 실제로 약 4m 가량 이동된 Lueng le Bridge를 대상으로 하였다. 수치해석에서는 Fig. 4.5과 같이 길이 790cm, 폭 36cm의 3차원수치조파수조를 적용하였으며, 고립파의 천수변형으로부터 큰 파고를 얻기 위하여 1:3의 경사면을 설치하였다. 이 때, 수심과 고립파의 파고는 다음의 Table 4.1과 같다. 적용된 모형교량은 Fig. 4.6과 같이 하부에 높이 4cm를 갖는 3개의 거더가 부착되었으며, 각 제원은 실제 교량을 1:54로 축적된 값으로 다음의 Table 4.2와 같다. 이 때, $H_i/h_1 = 0.067$ ($H_i=4.02\text{cm}$)인 경우를 제외한 $H_i/h_1=0.083, 0.10, 0.12$ ($H_i=4.98\text{cm}, 6.0\text{cm}, 7.2\text{cm}$)의 경우는 모두 고립파가 교량을 월류하였다.

측정요소는 교량에 작용하는 수평 및 연직방향의 파력이고, Morison식에 의한 파력의 추정에서는 교량이 존재하지 않을 때 교량의 위치에서 수위변동, 유속 및 가속도이며, 가속도는 유속의 Fourier변환으로부터 추정되었다.

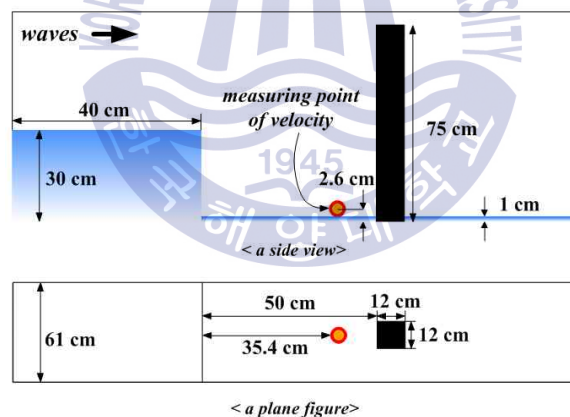


Fig. 4.2. Setup of vertical cylindrical pile and water levels in higher and lower water tank to generate bore.

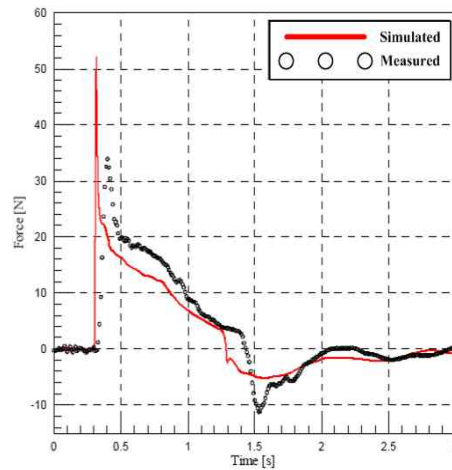


Fig. 4.3. Comparison of experimental results of Arnason(2005) and numerical ones of this study for the bore force acting on the vertical cylindrical pile.

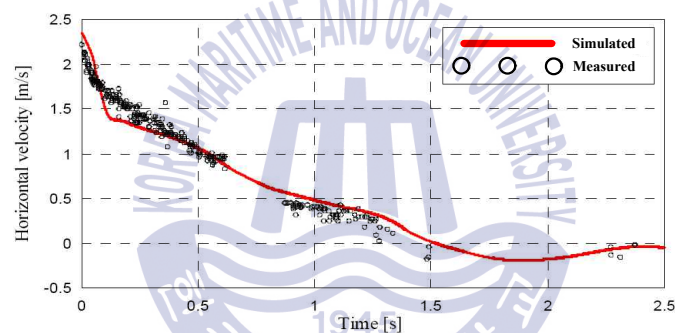


Fig. 4.4. Comparison of experimental results of Arnason(2005) and numerical ones of this study for the horizontal velocity of a bore.

Table 4.1. Water depths and solitary wave heights.

h_1 (cm)	h_0 (cm)	h_c (cm)	H_i (cm)							
			on the water depth h_i				on the water depth h_0			
60	3	6	4.02	4.98	6.0	7.2	7.2	10.1	11.4	13.5

Table 4.2. Sizes of plate and girder in model bridge.

B (cm)	L (cm)	T (cm)	D (cm)	L_1 (cm)	L_2 (cm)
36	19	3	3.7	3	4

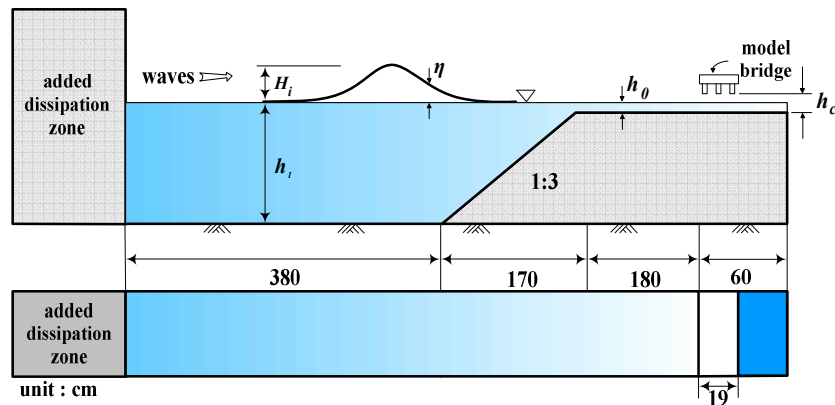


Fig. 4.5. Definition sketch of 3-dimensional numerical wave tank in order to estimate tsunami forces acting on the bridge.

4.3.3 지진해일파력의 산정과 추정

Fig. 4.7은 상판과 거더를 포함한 교량 전체에 작용하는 지진해일파의 수평 및 연직 방향의 파력을 나타낸다. 여기서, 수평파력은 지진해일파의 진행방향이, 연직파력은 연직상방이 각각 (+)이다. 수평파력의 경우 모든 CASE에서 지진해일파가 구조물에 도달하는 순간 최대파력을 나타내며, 이후 완만하게 감소함을 알 수 있다.

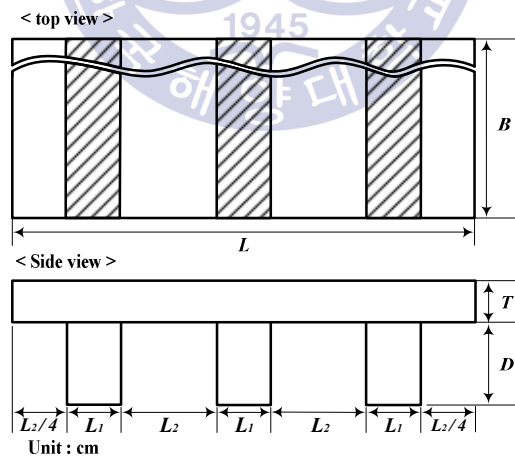


Fig. 4.6. Definition sketch of model bridge.

연직파력에서 CASE 1($H_i=4.02\text{cm}$)의 경우는 지진해일파가 교량을 월류하지 않은 경우로, 이 때의 작용 파력은 지진해일파가 교량에 도달하는 순간 최대치를 나타내지 않고 점차 증가하다가 약 0.2~0.3s가 지난 후 최대치를 나타내고, 이후 점차 감소하는 경향을

나타낸다. 한편, 지진해일파가 교량을 월류하는 CASE 2($H_i=4.98\text{cm}$), CASE 3($H_i=6.0\text{cm}$) 및 CASE 4($H_i=7.2\text{cm}$)의 경우 연직파력은 CASE 1과 동일하게 지진해일파가 교량에 도달한 후 0.2~0.3s 가량 지난 뒤에 최대치를 가진다. 이 후 점차 감소하다가 교량을 월류한 지진해일파에 의한 하향력이 상향력보다 상대적으로 커지면서 (-)의 파력을 나타낸다. 이 때, (-)파력은 CASE 4에서 -15N으로 가장 큰 값을 나타낸다. 그리고, H_i/h_1 이 클수록 지진해일파의 전파속도가 빠르기 때문에 구조물에 도달하는 시간이 빠르고, 또한 큰 수평 및 연직파력을 나타낸다.

Fig. 4.8은 CASE 2에서 수위변동의 시간변화를 나타낸 것으로, 고립과 조파 후 $t=8.533\text{sec}$ (Fig. 4.8(a))와 $t=9.149\text{sec}$ (Fig. 4.8(b))에서 교량 주변에서 수위변동의 상황을 나타낸다. Fig. 4.8(a)에서는 고립파가 모델교량의 전방을 월류하는 상황을 나타내며, 후방에서는 상판 아래에 수면이 존재하고, 상판하의 거더 사이에 공기가 존재한다는 것을 알 수 있다. Fig. 4.8(b)는 고립파가 모델교량을 통과한 뒤 구조물 주변에서 수위변동을 나타낸다.

육상교량에 작용하는 지진해일파력을 Morison식으로 추정하기 위해서는 구조물이 존재하지 않을 때 구조물의 중앙 위치에서 수위 및 유속의 시간변동을 산정하여야 한다. 지진해일파력의 추정은 고립파가 교량을 월류하지 않는 CASE 1을 제외한 CASE 2, 3 및 4에 대해 실시되었으며, 각 CASE에서 산정된 수위변동 η , 수평 및 연직유속 u_i 및 v_i 를 Fig. 4.9에 나타내었다. 그림으로부터 수위변동 및 유속 모두 지진해일파가 구조물에 도달하는 순간 최대치를 나타내며, 이후 완만하게 감소함을 알 수 있다. H_i/h_i 가 커질수록 수위는 커지나 수위변화에 따른 유속의 차이는 크게 나타나지 않는 것으로 판단되며, 연직유속은 수평유속에 비해 매우 작은 값을 나타낸다. 따라서, 본 연구에서 지진해일파력의 추정은 수평파력만을 대상으로 하였다.

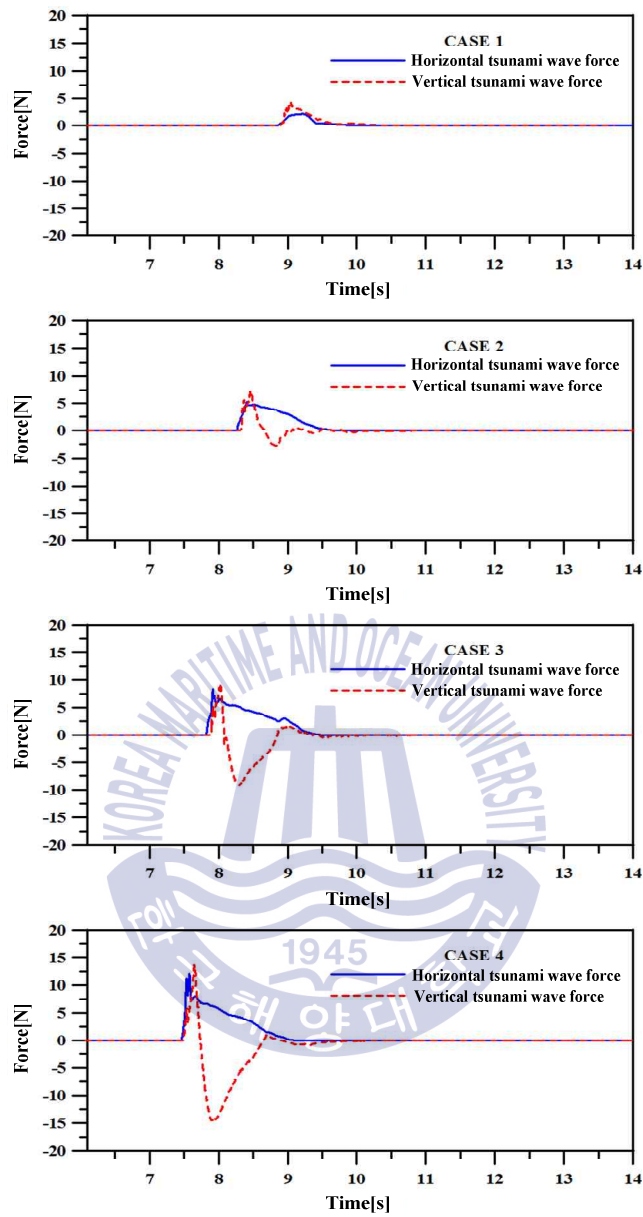
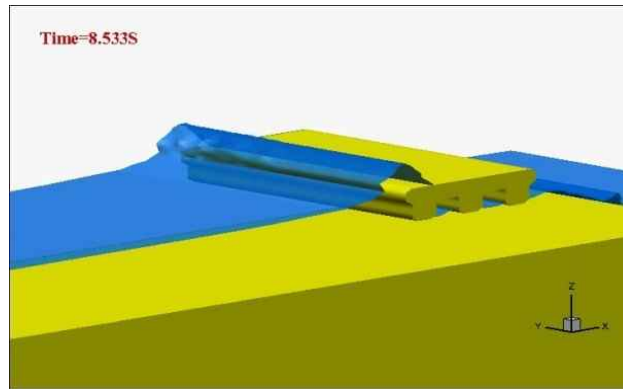
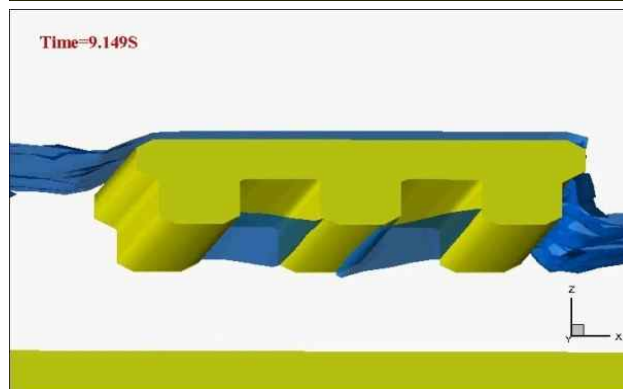
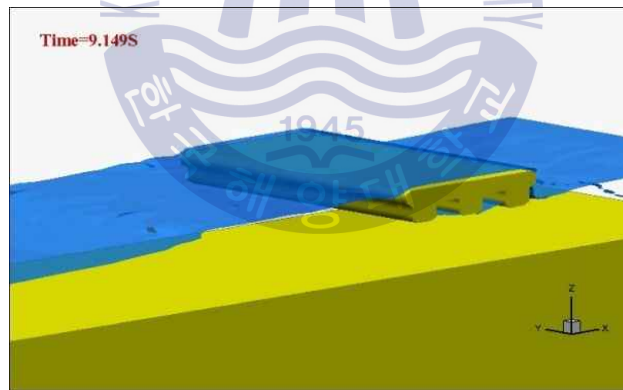


Fig. 4.7. Time variation of horizontal and vertical tsunami forces acting on the bridge.



(a) Front and side views at $t=8.533\text{sec}$



(b) Front and side views at $t=9.149\text{sec}$

Fig. 4.8. Snapshots of fluctuation of simulated tsunami water level.

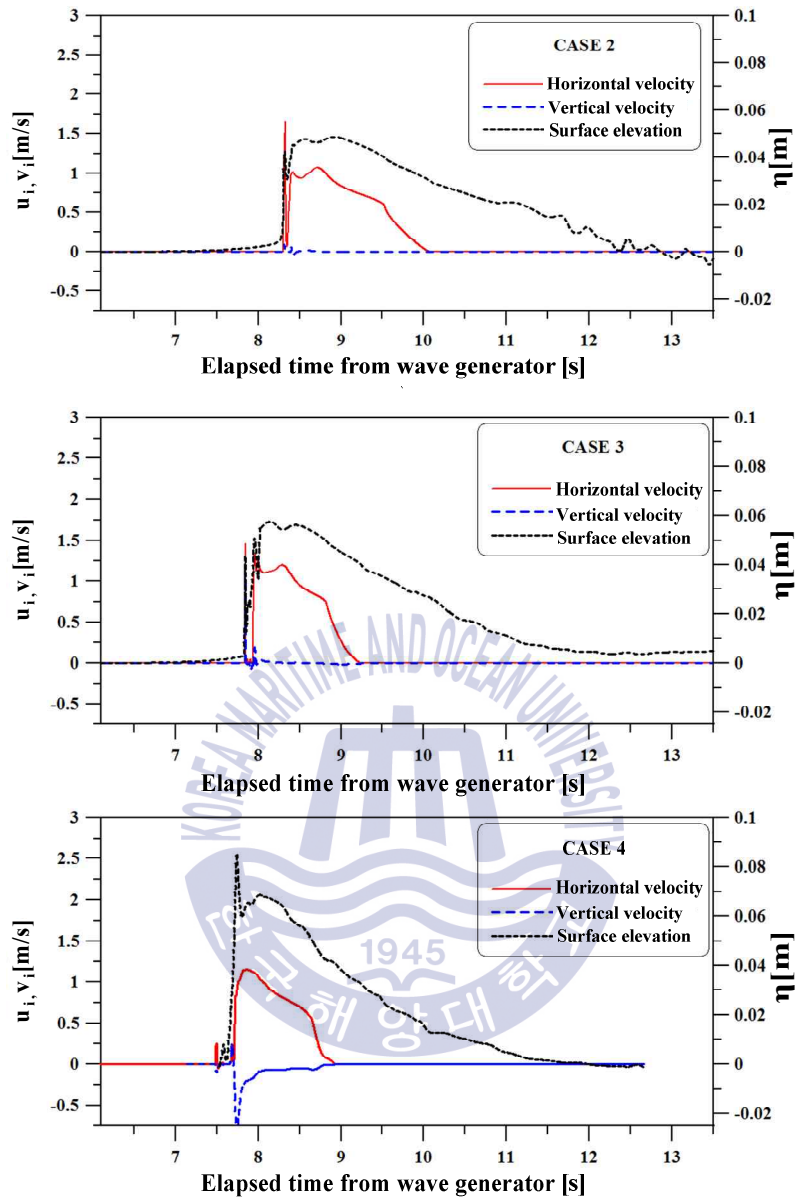


Fig. 4.9. Time variation of the simulated water levels and velocities at the position in the absence of the bridge.

(1) 항력만을 고려한 경우

식(4.6)은 Morison식에서 항력성분에 해당하는 최대파력으로, 본 연구에서 항력성분만을 고려하여 최대지진해일파력을 추정하는 경우에는 다음의 식을 적용하였다.

$$F_{D1} = \frac{1}{2} \rho C_{D1} B (h_i u_i^2)_{\max} \quad (4.6)$$

여기서, C_{D1} 는 항력계수, u_i 는 수평유속, h_i 는 침수심, ρ 는 유체밀도, B 는 흐름방향으로 구조물의 투영 폭, 첨자 max는 최대치이다. 최대침수심 h_{imax} 와 최대수평유속 u_{imax} 은 구조물이 존재하지 않는 경우에 산정된 값을 적용하며, 일반적으로 $(h_i u_i^2)_{max} \neq h_{imax} u_{imax}^2$ 이다. Fujima et al.(2009)은 $(h_i u_i^2)_{max}$ 을 적용하는 방법과 현장조사에서 $h_i u_i^2$ 의 시간이력을 추정하기 어려운 것에 착안하여 지진해일파력의 추정에 $h_{imax} u_{imax}^2$ 을 적용하는 방법을 제시하였으나 본 연구에서는 $(h_i u_i^2)_{max}$ 의 경우만을 적용한다. 그리고, 항력계수에 대하여 FEMA-CCM(2005), Yeh(2006, 2007) 등은 사각형구조물의 경우에 $C_{D1}=2.0$, 원주구조물의 경우에 $C_{D1}=1.2$ 를 적용할 것을 제안하고 있다. 반면, 우리나라 도로교 설계기준(2008)에서는 플레이트 거더교의 항력계수를 다음의 식(4.7)과 같이 제시하고 있고, 이 식에 의하면 본 연구의 모형교량은 $C_{D1}=1.82$ 의 값을 나타낸다.

$$C_{D1} = \begin{cases} 2.1 - 0.1(B/T) & 1 \leq B/T \leq 8 \\ 1.3 & 8 \leq B/T \end{cases} \quad (4.7)$$

여기서, B 는 교량의 폭, T 는 거더를 포함한 교량의 전체 높이이다.

Fig. 4.10은 수치해석에 의한 최대수평파력 F_{Mxmax} 과 $(h_i u_i^2)_{max}$ 를 식(4.6)에 적용하여 산정된 항력계수 C_{D1} 와 침수율 h_{imax}/h_c 의 관계를 나타낸 것이다. 여기서, 침수율은 교량의 위치에서의 침수심고 h_{imax} 와 바닥에서 모형교량까지의 거리 h_c 의 비를 나타낸다. 그림으로부터 침수율이 커질수록 항력계수가 감소하는 것을 알 수 있고, 산정된 C_{D1} 은 CASE 2, 3 및 4에서 각각 1.40, 1.05, 1.02이고, C_{D1} 의 평균치는 1.16이며, H_i/h_1 의 값에 따라 차이를 나타내는 것을 알 수 있다.

Fig. 4.11은 본 연구에서 산정된 C_{D1} 를 적용하여 추정된 최대지진해일파력 F_{D1xmax} 와 수치해석치 F_{Mxmax} 의 비를 나타낸 것이며, 우리나라 도로교 설계기준에 의해 추정된 값도 병기한다. 결과에 따르면 CASE 2를 제외한 CASE 3, 4에서는 산정된 C_{D1} 에 의해 추정된 F_{D1xmax} 는 수치해석치 F_{Mxmax} 를 잘 재현하고 있는 것을 알 수 있다.

다음으로, 쇄파단파의 작용하에 본 연구와 동일한 모델교량에 작용하는 유체력을 실험적으로 검토하여 Morison식으로부터 항력계수를 산정한 Shoji et al.(2010)의 실험결과

와 비교하면 쐐기파형의 쇄파단파에서는 단파고(수위차)에 따라 $C_{D1}=2.03, 1.86, 1.06, 1.90, 2.09, 2.03$, 권파형의 쇄파단파에서는 $C_{D1}=1.53, 1.77, 1.50, 2.17, 1.96, 2.16$ 의 값을 각각 얻고 있다. 여기서, 쐐기파형의 쇄파단파 전체에서 평균치는 $C_{D1}=1.83$, 권파형의 쇄파단파 전체에서 평균치는 $C_{D1}=1.85$ 의 값을 각각 제시하고 있다.

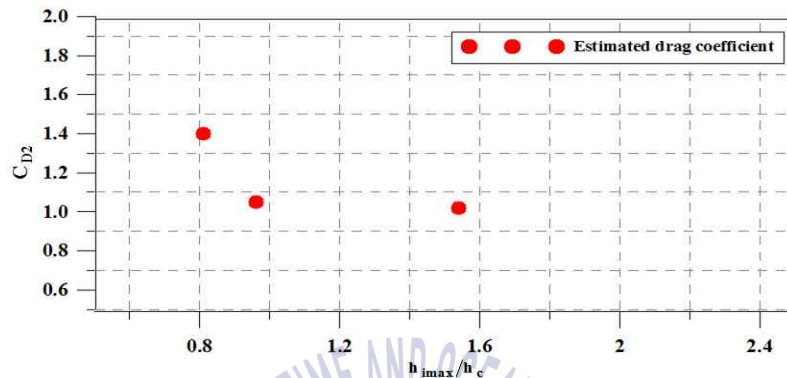


Fig. 4.10. Estimated drag coefficients.

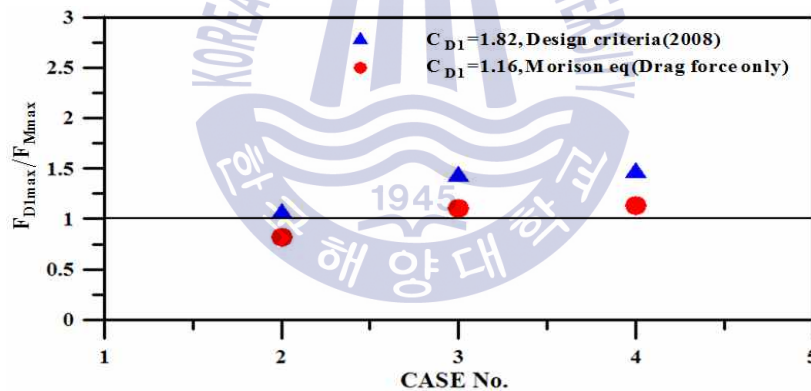


Fig. 4.11. Comparison between the estimated maximum tsunami forces by Morison eq. considering drag force only and the numerical ones.

이상의 실험치는 전술한 본 수치해석으로부터 추정된 평균치 $C_{D1}=1.16$ 보다 큰 값을 나타내는 것을 알 수 있다. 이러한 차이는 근본적으로 실험에서는 지진해일파로 단파를, 반면에 본 연구에서는 고립파를 적용하였기 때문이며, 쇄파단파의 경우가 단파 전면 및 구조물과의 상호작용으로 와류 등이 현저하게 발생되기 때문에 큰 항력계수를 나타내는 것으로 판단된다. 또한, 본 연구에서는 교량 표면에서의 마찰을 수치적으로 고려할 수 없기 때문에 마찰항력성분이 포함되지 않은 것도 하나의 원인으로 고려될 수 있다. 이러한 차이 등을 고려하면 본 연구로부터 추정되는 항력계수가 합리적인 값

을 나타내는 것으로 판단되지만, 보다 정확한 값을 산정하기 위해서는 고립과 작용에 대한 정밀한 수리실험을 수행할 필요가 있다. 그리고, 우리나라 도로교 설계기준 $C_{D1}=1.82$ 보다도 본 연구의 값이 작은 것은 전술한 바와 같이 우리나라 도로교 설계기준도 단파실험에 근거하여 추정되었기 때문인 것으로 판단된다.

(2) 항력과 관성력을 동시에 고려한 경우

항력과 관성력을 동시에 고려한 지진해일파력의 추정에 Morison이 제안한 다음의 식 (4.8)을 적용하였다.

$$\begin{cases} F_{D2} = C_{D2}f_D + C_M f_I \\ f_D = \frac{1}{2}\rho A(h_i)u_i^2 \\ f_I = \rho V(h_i)\frac{du_i}{dt} \end{cases} \quad (4.8)$$

여기서, F_{D2} 는 Morison식에 의한 추정 파력, C_{D2} 는 항력계수, C_M 은 관성력계수, $A(h_i)$ 는 흐름방향으로 구조물의 투영면적으로 h_i 의 함수, $V(h_i)$ 는 구조물의 배수체적으로 h_i 의 함수, du_i/dt 는 가속도, f_D 는 항력, f_I 는 관성력이다.

항력계수와 관성력계수는 추정치와 관측치(수치해석에 의한 결과)와의 사이에 주어지는 다음의 관계식(4.9)와 같은 최소자승법으로부터 산정되었다. 그리고, 수치해석으로 얻어진 유속의 시간이력을 Fourier변환하여 가속도의 시간이력을 산정하였다.

$$\varepsilon^2 = \sum F_M^2 (F_{D2} - F_M)^2 \quad (4.9)$$

여기서, F_M 은 수치해석에 의한 측정파력을 나타낸다. 그리고, 최소자승법의 최소화과정인 식(4.9)의 $\partial \varepsilon^2 / \partial C_{D2} = 0$ 및 $\partial \varepsilon^2 / \partial C_M = 0$ 으로부터 식(4.8)을 적용하여 항력계수와 관성력계수를 산정하면 식(4.10) 및 (4.11)과 같이 주어질 수 있다.

$$C_{D2} = \frac{\sum (F_M^3 f_D) \sum (F_M^2 f_I^2) - \sum (F_M^3 f_I) \sum (F_M^2 f_D f_I)}{\sum (F_M^2 f_D^2) \sum (F_M^2 f_I^2) - [\sum (F_M^2 f_D f_I)]^2} \quad (4.10)$$

$$C_M = \frac{\sum (F_M^3 f_I) \sum (F_M^2 f_D^2) - \sum (F_M^3 f_D) \sum (F_M^2 f_D f_I)}{\sum (F_M^2 f_I^2) \sum (F_M^2 f_D^2) - [\sum (F_M^2 f_D f_I)]^2} \quad (4.11)$$

수치해석에 의해 측정된 수평파력, 침수심, 유속 및 가속도의 각 시계열값을 식(4.8)에 적용하고, 식(4.10)과 (4.11)의 과정을 통하여 추정된 항력계수와 관성력계수를 Table 4.3에 나타내었으며, 4개의 CASE에 대한 평균 항력계수 및 평균관성력계수는 각각 0.44, 0.17로 추정된다. 이 결과를 적용하여 산정된 추정파력과 수치해석에 의한 파력의 시간이력을 Fig. 4.12에 나타낸다. 그림으로부터 고립파의 CASE 2, 3 및 4 모두에서 두 결과의 시간이력이 잘 일치하며, 또한 최대치도 매우 잘 일치하는 것을 알 수 있다.



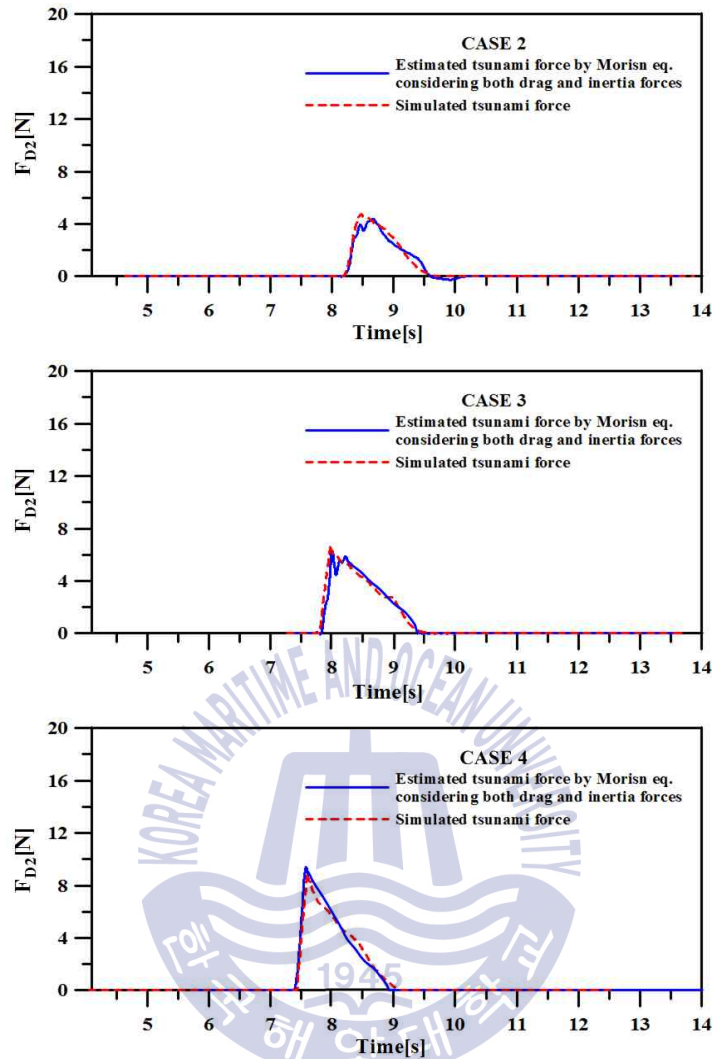


Fig. 4.12. Time variation of the computed and estimated tsunami forces in the bridge.

Fig. 4.13은 Fig. 4.11과 Fig. 4.12에서 추정된 최대지진해일파력을 나타낸 것으로, 각각의 추정법과 우리나라 도로교 설계기준 및 수치해석치를 동시에 비교·검토한다. Fig. 4.13을 통하여 CASE 2를 제외한 나머지 결과에서 설계기준 $C_{D1}=1.82$ 에 의해 추정된 지진해일파력에 비해 항력만을 고려한 추정법이 보다 수치해석치에 가까우며, 그리고 항력만을 고려한 방법에 비해 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법이 수치해석치에 더욱 가까운 것을 알 수 있다. 여기서, 지진해일파력의 추정에 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법이 적합하다는 것을 확인할 수 있다.

Table 4.3. Estimated drag and inertia coefficients.

C_{D2}, C_M	C_{D2}	C_M	C_{D2}, C_M	C_{D2}	C_M
CASE 2	0.46	0.16	CASE 3	0.41	0.14
CASE 4	0.45	0.22	Average	0.44	0.17

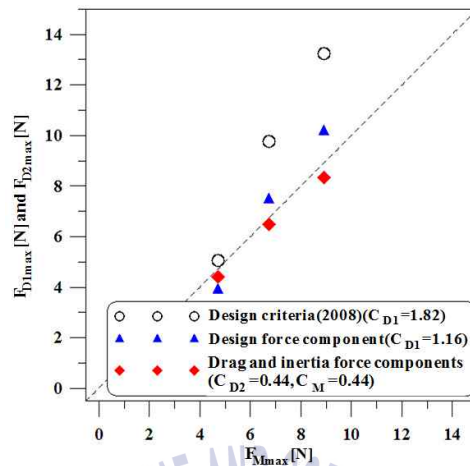


Fig. 4.13. Comparison of computed and estimated wave forces acting on the bridge.

4.4 결론

본 연구에서는 연안역의 육상교량에 작용하는 지진해일파력을 수치적으로 검토하였다. 지진해일파고의 변화에 따른 작용파력의 특성을 검토하기 위하여 고정도 혼상류수치해석법인 TWOPM-3D를 적용하여 침수심과 유속의 시간변화를 산정하고, 이를 이용하여 Morison식으로부터 지진해일파력을 추정한 결과치 및 기존의 설계기준치 등과 비교·분석하였다. 이로부터 수평파력은 지진해일파가 구조물에 도달하는 순간 최대치를 나타낸 이후 완만하게 감소되는 것을 알 수 있었고, 또한 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법이 항력만을 고려한 추정법보다 지진해일파력을 보다 고정도로 재현하므로 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 적합한 것 등의 중요한 사실을 알 수 있었다.

이상의 결과들은 수치해석으로부터 추정된 결과에 기초하여 산정된 파력계수의 특성을 논의한 것으로, 보다 정확한 파력계수를 추정하기 위해서는 수리시험을 병행할 필요가 있을 것으로 판단된다.

Reference

- 대한토목학회, 교량설계핵심기술연구단 (2008). 도로교설계기준 해설.
- Amsden, A.A. and Harlow, F.H. (1970). The SMAC method : a numerical technique for calculating incompressible fluid flow. Los Alamos Scientific Laboratory Report LA-4370, Los Alamos, N.M.
- Araki, S., Ishino, K. and Degochi, I. (2010a). Characteristics of tsunami fluid force acting on girder bridge. Proceedings of 20th International Offshore and Polar Engineering Conference, ISOPE, 775-779.
- Araki, S., Sakahita, Y. and Deguchi, I. (2010b). Characteristics of horizontal and vertical tsunami force acting on bridge beam. 66(1),796-800(in Japanese).
- Arikawa, T., Ikebe, M., Yamada, F., Shimosako, K. and Imamura, F. (2005). Large model test of tsunami force on a revetment and on a land structure. Proceedings of Coastal Eng., 52, JSCE, 746-750 (in Japanese).
- Arnason, H.(2005). Interactions between an incident bore and a free-standing coastal structure. Doctoral Dissertation, University of Washington.
- Bricker, J. and Nakayama, A.(2014). Contribution of trapped air, deck superelevation, and nearby structures to bridge deck failure during a tsunami. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 140(5), 05014002.
- FEMA-CCM (2005). Coastal construction manual. FEMA 55 Report, Edition 3, FEMA, USA.
- Fujima, K., Achmad, F., Shigihara, Y. and Mizutani, N. (2009). Estimation of tsunami force acting on rectangular structures. Journal of Disaster Research. 4(6), 404-409.
- Hirt, C.W and Nichols, B.D. (1981). Volume of Fluid(VOF) method for the dynamics of free boundaries. Journal of Computational Physics, 287, 299-316.
- Iemura, H., Pradono, M. H. and Takahashi, Y. (2005). Report on the tsunami damage of bridges in Banda Aceh and some possible countermeasures. Proceedings of 28th Earthquake Engineering Symposium, JSCE (in Japanese).
- Lee, K.H., Ha, S.W., Lee, K.S. and Kim, D.S. (2011). Numerical analysis for three-dimensional tsunami force acting on multi-onshore structures. Journal of the Korean Society of Civil Engineers, KSCE, 31(2B), 175-185 (in Korean).
- Matsutomi, H. (1991). An experimental study on pressure and total force due to

bore. Proc. of Coastal Eng., JSCE, 36, 626-630 (in Japanese).

- Nakamura, T., Mizutani, N. and Ren, X.(2013). Numerical analysis of tsunami-induced wave force acting on a bridge deck and its effects on the motion of the bridge deck. Journal of Japan Society of Civil Engineers, A1, 69(4) (Journal of Japan Association for Earthquake Engineering, 32), I 20-I 30 (in Japanese).
- Shigihara, Y., Fujima, K. and Kosa, K. (2010). Reevaluation of tsunami force acted on the bridges of the neighborhood of Banda Aceh in the 2004 Indian ocean tsunami. 66(1),231-235(in Japanese).
- Shoji, G., Hiraki, Y., Fujima, K. and Shigihara, Y. (2010). Experimental study on fluid force acting on a bridge deck subjected to plunging breaker bores and surging breaker bores. (in Japanese)
- Shoji, G. and Moriyama, T. (2007). Evaluation of the structural fragility of a bridge structure subjected to a tsunami wave load. Journal of Natural Disaster Science, 29(2), 73-81
- Shoji, G., Moriyama, T., Fujima, K., Shigihara, Y. and Kasahara, K. (2009). Experimental study associated with a breaking tsunami wave load acting onto a single span bridge deck. Journal of Structural Engineering, 55A, JSCE, 460-470 (in Japanese).
- Smagorinsky, J. (1963). General circulation experiments with the primitive equations. Mon, Weath. Rev., 91(3), 99-164.
- Tanabe, S., Asai, M. and Sonoda, Y.(2013). Numerical evaluation of fluid force acted on bridge girders during tsunami by using particle method. APCOM & ISCM.
- Xiao, H. and Huang, W. (2008). Numerical modeling of wave runup and forces on an idealized beachfront house. Ocean Eng., 35, 106-116.
- Xu, G.(2015). Investigating wave forces on coastal bridge deck, PhD thesis, Louisiana State University.
- Yeh, H. (2006). Maximum fluid forces in the tsunami runup zone. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng, 132(6), ASCE, 496-500.
- Yeh, H. (2007). Design tsunami forces for onshore structures. Journal of Disaster Research, 2(6), 1-6.
- Yim, S.C. and Azadbakht, M.(2013). Tsunami forces on selected California coastal bridges. Final Report submitted to the California Department of Transportation (Caltrans) under Contract No. 65A0384.

제 5 장 공진장치에 의한 지진해일의 제어

5.1 서언

2011년 3월 11일 14시 46분 일본 동북지방의 태평양 연안에서 발생한 규모 M9.0의 동일본대지진 및 지진해일로 엄청난 인명피해 (20,000여명의 사망자와 행방불명자)와 침수·범람 (침수면적 535km²)에 의한 가옥 (22만호 중에 12만호는 전파) 및 사회간접 자본의 물적 피해를 입었다. 사후조사에 따르면 Ishimaki 지역에서는 최대침수고가 18m, Miwako 지역에서는 최대처오름높이가 29m 정도로 추정되고 있다 (Takahashi et al., 2011). 또한, 세계 최대크기의 지진해일방파제로 알려진 Kamaishi 방파제의 북방파제가 파괴되어 지진해일방파제로의 기능에 대한 의문이 제기되고 있는 부분도 있었지만, 방파제에 의해 지진해일의 도달시간이 약 6min 정도가 지체되어 보다 긴 대피시간을 확보할 수 있었고, 또한 지진해일고가 13.7m에서 8m로 약 40% 정도로 감소되었기 때문에 인적·물적 피해에 대한 최악의 상황을 막을 수 있었던 것으로 보고되어 있다 (Mori et al., 2011; Takahashi et al., 2011).

우리나라의 경우도 동해안의 일본 Akita현 근해에서 발생한 1983년 동해중부지진해일의 내습으로 동해안에 위치한 임원항에서 3~5m의 처오름과 인명 및 물적피해 (Kim et al., 2007a; Yoon et al., 2002; Cho et al., 2007)가 발생한 사례가 있고, Kim et al. (2007b)의 연구에 따르면 향후 일본의 지진공백역에서 발생 가능한 지진해일에 의한 큰 피해가 예상된다.

이상과 같은 지진해일을 제어할 목적으로 Fig. 1.1에 나타내는 공진장치를 기존의 방파제에 적용하는 방안이 강구되어 왔다(Nakamura et al., 2007; Nakamura and Latt, 2010; Latt and Nakamura, 2011; Lee et al., 2010, 2012b). 그러나, 이들의 연구에서는 모두 일정 수심역상에서 지진해일파를 초장주기파(검토된 주기는 600s~1,800s) 혹은 고립파로 근사하고 있으므로 변동수심 등의 실해역에서 지진해일의 수리특성과는 크게 상이하며, 따라서 실해역에서 기개발된 공진장치의 유용성 등을 면밀히 검토할 필요가 있다.

한편, 기존방파제에 부착하여 단주기파(Nakamura et al., 1985; Lee et al., 2010, 2012a), 장주기파 (Nakamura et al., 1998; Nakamura and Latt, 2010; Poon et al., 1998; Lee et al., 2012c) 및 고립파 (Lee et al., 2010, 2012b)를 제어하려는 목적으로 파동필터이론으로부터 개발된 Fig. 1.1과 같은 공진장치가 적용되었다(Nakamura et al., 1985). 이와 더불어 1분 오더크기를 갖는 선박의 장주기운동을 제어할 목적으로 미국 Long

Beach 항내 J부두에서 Photo 1.6.과 같은 공진장치 (Poon et al., 1998)가, 그리고 이탈리아 Ostia에 있는 로마 요트항에 Photo 1.7.과 같은 공진장치 (Bellotti, 2007)가 각각 도입된 사례가 있다. 또한, Lee et al. (2010, 2012a, 2012b, 2012c)은 3차원수리모형실험과 3D-NIT (3-Dimensional Numerical Irregular wave Tank) model에 기초한 수치해석법을 적용하여 단주기파, 장주기파 및 고립파의 각각 및 그들의 동시 제어에 관하여 Fig. 1.1과 같은 공진장치의 유용성을 검토하였다.

본 연구에서는 지금까지 검토되지 않은 Fig. 1.1의 공진장치를 실험역의 지진해일과 동장에 적용하여 그의 유용성을 수치적으로 검토한다. 수치모의에는 지진해일과의 생성과 전파 등에 널리 사용되고 있고, 그의 타당성이 입증된 COMCOT(Cornell Multigrid Coupled Tsunami Model)모델 (Liu et al., 1998)을 적용한다. 이 때, 1983년의 동해중부 지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해일을 대상으로 하고, 대상지로 동해안의 묵호항과 임원항을 선정하여 공진장치의 설치 유무에 따른 지진해일고의 저감율을 중심으로 지진해일고의 시·공간분포 및 침수·범람 등에서 공진장치의 유용성을 검토한다.

5.2 수치이론에서 기초방정식

본 연구에 적용된 수치모형은 전술한 바와 같이 COMCOT모델로, 이의 지배방정식은 다음의 식(5.1)~(5.3)에 나타내는 비선형천수방정식으로 구성된다.

$$\frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial M}{\partial x} + \frac{\partial N}{\partial y} = 0 \quad (5.1)$$

$$\frac{\partial M}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{M^2}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{MN}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} + \frac{gn_n^2}{D^{7/3}} M \sqrt{M^2 + N^2} = 0 \quad (5.2)$$

$$\frac{\partial N}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{MN}{D} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{N^2}{D} \right) + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} + \frac{gn_n^2}{D^{7/3}} N \sqrt{M^2 + N^2} = 0 \quad (5.3)$$

여기서, t 는 시간, x, y 는 수평방향의 좌표, g 는 중력가속도, η 은 수면변위, n_n 은 Manning의 조도계수, D 는 수심 h 와 지진해일에 의한 수면변위 η 를 합한 전수심, M, N 은 x, y 방향의 유량플럭스로 다음과 같이 정의된다.

$$M \equiv \int_{-h}^{\eta} u dz = U(h + \eta) = UD \quad (5.4)$$

$$N = \int_{-h}^{\eta} v dz = V(h + \eta) = VD \quad (5.5)$$

5.3 수치모델의 검증

우리나라 동해 연안에 위치한 임원항은 1983년 5월 26일 일본 Akita현 앞바다에서 발생한 M7.7의 동해중부지진에 의해 발생한 지진해일 (동해중부지진해일)의 내습으로 인명 및 침수피해를 입은 사례가 있다. 본 연구에서는 COMCOT모델로부터 산정되는 지진해일고 및 침수·범람역의 정도를 검증하기 위하여 동해중부지진해일에 의해 발생된 임원항 인근에서 수위변동 및 침수·범람역을 수치적으로 계산하며, 그 결과를 Lee et al.(2002)와 비교한다. 이 때, 단층파라미터로는 Table 5.1에 나타내는 Aida(1984)모델을 적용하며, 격자크기 등의 계산조건은 Table 5.2에 제시된 바와 같다.

Table 5.1. Fault parameters for 1983 Central East Sea earthquake(Aida, 1984).

Faults	Latitude (°N)	Longitude (°E)	Depth (km)	Strike angle(°)	Dip angle(°)	Slip angle(°)	Length (km)	Width (km)	Dislocation (km)
fault 1	40.21	138.84	2	22	40	90	40	30	7.60
fault 2	40.54	139.02	3	355	25	80	60	30	3.05

Table 5.2. Computation conditions.

Number of area	Number of grids	Grid size(m)	Coord. system	SWE type
Area No.1	1333×1629	1215	Cartesian	Linear
Area No.2	687×1182	405		
Area No.3	1098×1101	135		
Area No.4	1218×1068	45		
Area No.5	1368×1281	15		
Area No.6	408×393	5		Nonlinear

SWE : Shallow Water Equation

Figs. 5.1과 5.2는 임원항에서 최고수위의 공간분포와 침수·범람역을 나타낸 결과이며, Fig. 5.1은 본 연구와 동일한 Aida(1984)모델로부터 비선형천수방정식에 근거한 유한차분수치모형을 이용하여 얻은 Lee et al.(2002)의 수치결과를, Fig. 5.2는 COMCOT모델로부터 얻은 이 수치결과를 각각 나타낸다. 두 수치해석결과를 비교하면 항내·외측에서 최고수위 및 침수·범람역이 거의 동일한 것을 확인할 수 있고, 특히 항내 좌측에서 발생하는 와류현상이 두 해석결과에서 동일하게 관찰된다는 것을 알 수 있다. 그러

나, 방파제의 좌측 항입구부에서 최고수위는 거의 동일한 값을 나타내지만, 공간분포가 약간 상이한 것을 볼 수 있다. 이는 사용한 해도와 절점 간격 등의 차이에 의해 발생된 것으로 판단되며, 전반적으로 침수·범람역의 범위 및 최고수위의 값 등이 거의 일치하므로 이후 본 연구에서 적용하는 COMCOT모델에 의한 수치해석결과의 타당성을 입증할 수 있을 것으로 판단된다.

5.4 목호항에서 공진장치의 유효성 검토

최신 수치해도와 Google earth pro로부터 목호항 인근해역에서 수심과 주변의 지형 데이터를 각각 획득하였고, 공진장치의 유용성은 1993년 7월 12일 일본 북해도 Okusiri 섬에서 발생한 북해도남서외해지진해일을 대상으로 검토하였다. 이 때, 단층파라미터 (Takahashi et al., 1994) 및 계산영역 등의 계산조건은 Tables 5.3, 5.4에 제시된 바와 같다. Fig. 5.3은 북해도남서외해지진해일이 일본 북해도 Okusiri 섬에서부터 동해를 전파하는 과정과 계산영역을, Fig. 5.4는 목호항내와 주변에서 수심 및 주변지형의 표고를 각각 제시하며, 수심은 (+)값으로, 주변지형의 표고는 (-)값으로 표기되어 있다. 계산은 목호항에서 지진해일의 영향이 충분히 고려될 수 있도록 지진해일 발생시에서부터 180min 동안 수행되었다. 그리고, Fig. 2.5에 본 계산에 적용된 공진장치의 형상과 크기를 나타내며, 이는 $d_1=20\text{m}$, $d_2=23\text{m}$, $l=335\text{m}$, $L=200\text{m}$, $B=735\text{m}$, $B'=200\text{m}$ ($B=2B'+l$)의 크기를 갖는다.



Fig. 5.1. Simulation of inundation at Imwon port during 1983 Central East Sea tsunami (Lee et al., 2002).

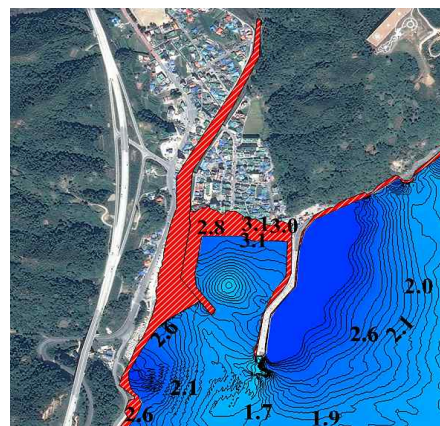


Fig. 5.2. Present simulation by COMCOT model.

Table 5.3. Fault parameters for 1993 Hokkaido Southwest Off earthquake
(Takahashi et al., 1994).

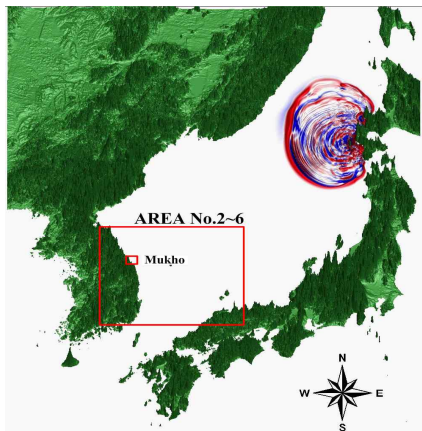
Faults	Latitude (°N)	Longitude (°E)	Depth (km)	Strike angle(°)	Dip angle(°)	Slip angle(°)	Length (km)	Width (km)	Dislocation (km)
fault 1	42.10	139.30	5	163	60	105	24.5	25	12
fault 2	42.34	139.25	5	175	60	105	30	25	2.5
fault 3	43.13	139.40	10	188	35	80	90	25	5.71

Table 5.4. Computation conditions.

Number of area	Number of grid	Grid size(m)	Coord. system	SWE type
Area No.1	1333×1629	1215	Cartesian	Linear
Area No.2	687×1182	405		
Area No.3	1098×1101	135		
Area No.4	975×873	45		
Area No.5	1314×1311	15		
Area No.6	1116×891	5		Nonlinear

5.4.1 최고수위의 공간분포

Fig. 5.6은 지진해일의 내습시 묵호항내 및 주변 해역에서 최고수위의 공간분포 및 침수·범람역을 나타낸 것으로, Fig. 5.6(a)가 공진장치가 부착되지 않은 현상태를, Fig. 5.6(b)가 항입구부에 전술한 Fig. 5.5의 공진장치가 부착된 경우이다. 그림을 살펴보면 항내는 우측 외곽방파제에 의한 지진해일의 차단으로 직접적인 영향을 받지 않고, 항입구부에서 지진해일의 반사 및 회절로 인하여 항내 주로 수위변동이 발생된다. 두 경우 모두 한섬해수욕장 부근에서 최고수위 4.0m가 발생되며, 항내측의 경우는 공진장치가 설치된 경우가 전체적으로 최고수위가 저감되고, 또한 침수·범람면적이 줄어드는 것을 볼 수 있다.



[1993.7.12 Tsunami] AREA No.1

Fig. 5.3. Computation areas.

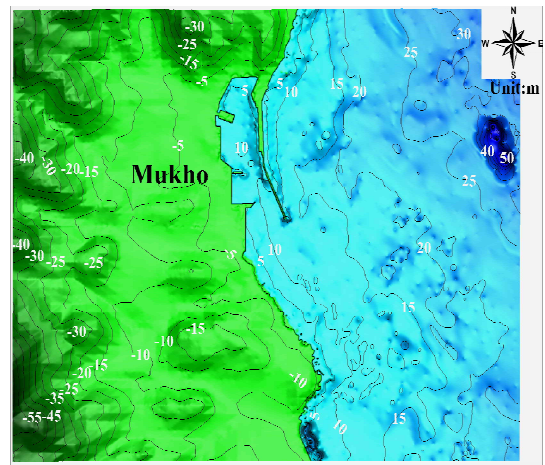


Fig. 5.4. Spatial distribution of water depth and terrain elevation around Mukho port.

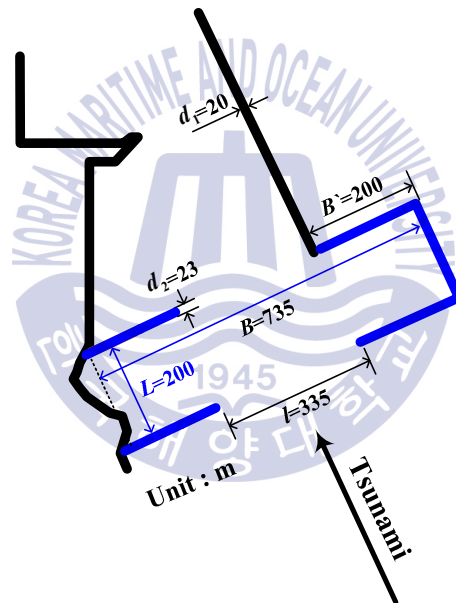


Fig. 5.5. Size and shape of resonator installed to the existing breakwater of Mukho port.

5.4.2 수위의 시간변동

Fig. 5.7은 그림 중의 삽도에 표기된 항의 최내측 7과 8번 위치에서 수위변동의 시계열을 나타낸 것으로, 파란 실선은 현재 묵호항의 경우를, 빨간 파선은 Fig. 5.5에서 $B=735\text{m}$, $B'=200\text{m}$, $L=200\text{m}$ 의 크기를 갖는 공진장치가 부착된 경우이다. 그림으로부터 공진장치의 경우가 7과 8번 위치 모두 약 8,200s (137min)에서 최대 0.5m의 수위 저감을 각각 나타내었으며, 이는 25~30% 정도 저감된 결과이다. 이로부터 실향의 지진해일에 대해 공진장치의 다소 유용성을 확인할 수 있다.

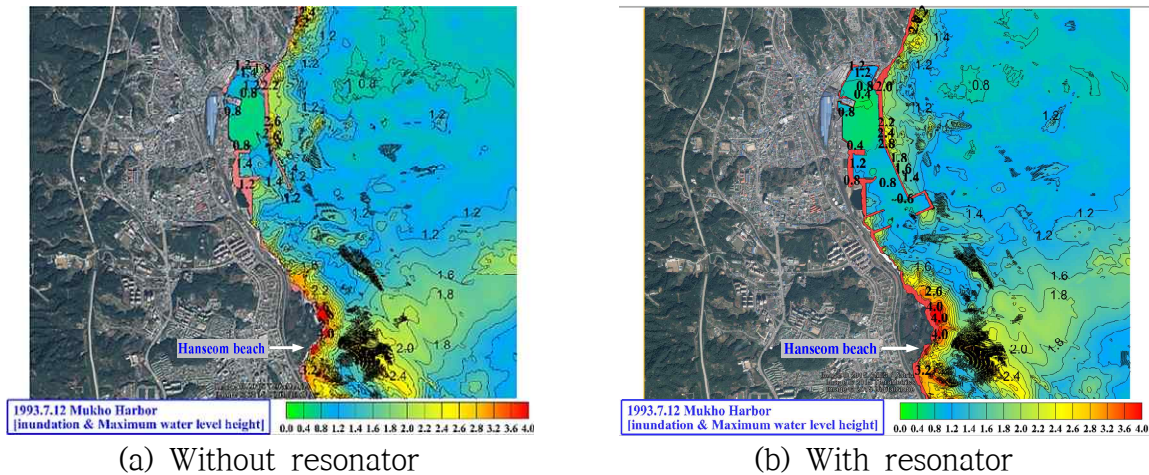


Fig. 5.6. Maximum tsunami water level at Mukho port whether the resonator is installed or not.

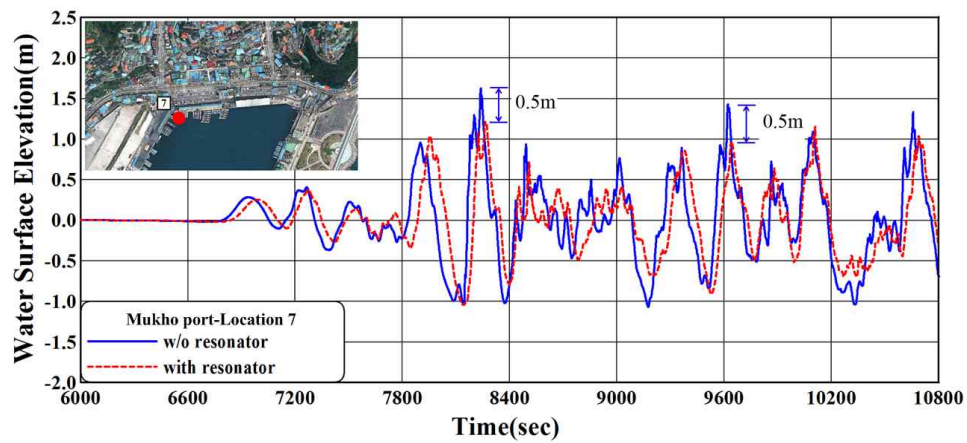
5.4.3 공진장치 폭의 변화

(1) 공진장치의 폭

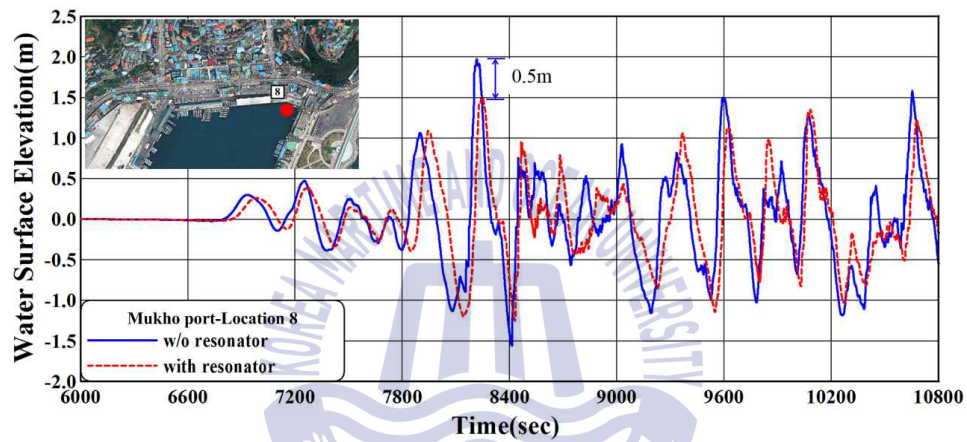
Fig. 5.8은 공진장치의 폭의 변화에 따른 지진해일의 저감효과를 검토하기 위하여 전술한 Fig. 5.5에서 제시된 바와 같은 $B=735\text{m}$, $B'=200\text{m}$, $L=200\text{m}$ 의 공진장치를 기준으로, 길이 $L=200\text{m}$ 를 고정하고 중앙부 폭을 $B=835\text{m}$, 635m ($B'=100\text{m}$, 300m)로 변화시킨 경우에 공진장치의 형상과 크기를 나타내며, $d_1=20\text{m}$, $d_2=23\text{m}$ 는 일정하게 유지된다.

(2) 최고수위의 공간분포

Fig. 5.9는 공진장치의 중앙부 폭 B 를 변화시킨 경우 최고수위의 공간분포와 침수·범람역을 나타낸 것으로, Fig. 5.9(a)가 $B=635\text{m}$ ($B'=100\text{m}$), (b)가 $B=835\text{m}$ ($B'=300\text{m}$)에 대한 경우이다. 여기서, Fig. 5.6(b)도 포함하여 고찰한다. 그림으로부터 세 경우 모두 항외측의 최고수위변동에서는 거의 차이가 나타나지 않으며, 회절을 포함한 지진해일파의 변형으로 한섬해수욕장 부근에서 4.0m 에 도달된다. 항의 최내측에서 공진장치 폭의 변화에 따른 최고수위의 변화를 살펴보면 Fig. 5.9(b)인 $B=835\text{m}$ ($B'=300\text{m}$)의 경우가 가장 작은 값을 나타내는 것을 알 수 있다. 따라서, 공진장치의 폭이 넓을수록 최고수위가 감소하는 반비례 관계를 나타내며, 일정수심의 경우에 공진장치의 폭이 증가할수록 지진해일파의 에너지가 공진장치에 포획되는 양이 증가되기 때문에 항내에서 지진해일고가 작아진다는 Lee et al. (2010, 2012c)의 결과와 일치한다.



(a) Location 7



(b) Location 8

Fig. 5.7. Time variation of tsunami water elevation at the most inside of Mukho port whether the resonator is installed or not.

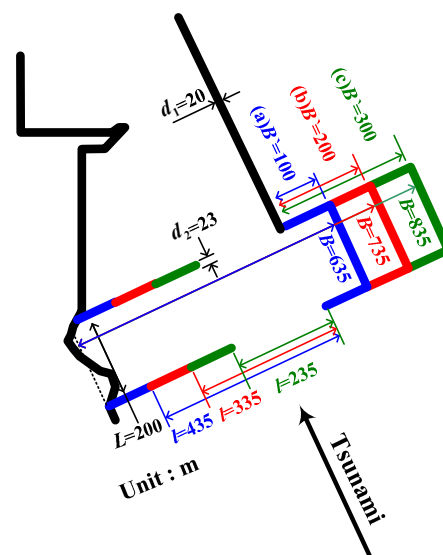


Fig. 5.8. Size and shape of resonator with the change of width B or B' (for the fixed $L=200\text{m}$).

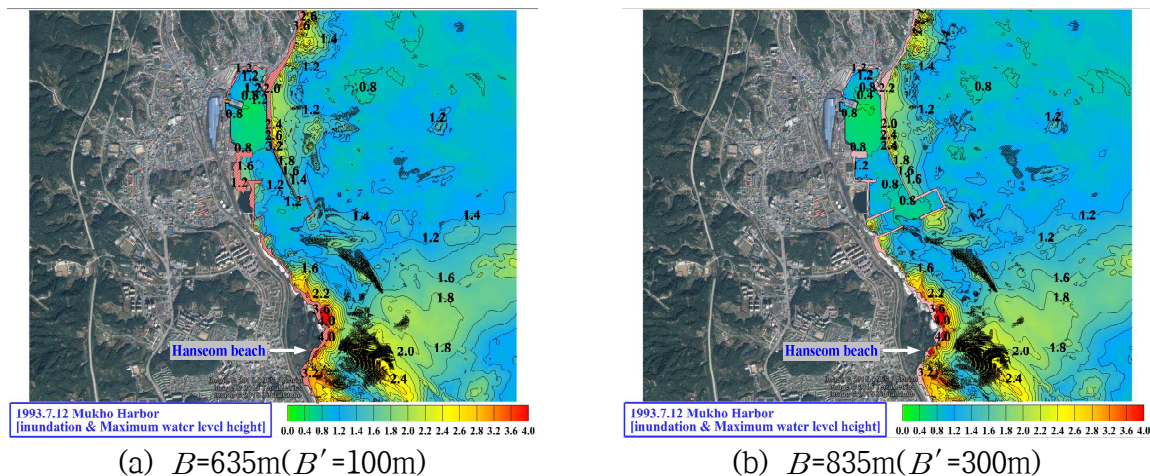


Fig. 5.9. Comparison of maximum tsunami water level with the change of resonator width B at Mukho port(for the fixed $L=200\text{m}$).

(3) 수위의 시간변동

전술한 Fig. 5.7과 같이 그림 중에 표기된 항의 최내측 Locations 7과 8에서 수위변동의 시계열을 나타낸 것이 Fig. 5.10이며, 그림에서 파란 실선은 폭 $B=635\text{m}$, 빨간 파선은 폭 $B=735\text{m}$, 그리고 초록 파선은 폭 $B=835\text{m}$ 의 공진장치를 각각 부착한 결과이며, 빨간 파선의 결과는 Fig. 5.7에서 제시된 시계열의 결과이다. 그림으로부터 Location 7의 경우는 약 9,700s (161min)에서 폭 $B=835\text{m}$ 와 $B=635\text{m}$ 의 경우와 비교하면 $B=835\text{m}$ 의 경우가 0.5m 정도 감소되며, 이는 45% 정도 저감된 결과이다. Location 8의 경우에도 약 8,220s (137min)와 9,400s (156min)에서 폭 $B=835\text{m}$ 의 경우가 0.5m 정도 감소되며, 이는 35% 정도 저감된 결과이다. 결과적으로, 폭이 가장 넓은 $B=835\text{m}$ 일 때 수위저감의 효과가 가장 탁월하다는 것을 알 수 있다.

또한, 공진장치가 부착되지 않은 현재의 묵호항에 대한 Fig. 5.7의 결과와 Fig. 5.10에서 폭 $B=835\text{m}$ 의 경우를 비교하면 공진장치의 부착으로 최고수위가 1.6m와 2.0m에서 약 0.8m 정도 저감되는 것을 확인할 수 있으며, 이는 40%~50% 정도 저감된 결과이다.

이상에서 공진장치의 유무에 따른 수위변동과 공진장치 폭의 변화에 따른 수위변동으로부터 공진장치가 부착된 경우가 작은 수위변동을 나타내고, 또한 공진장치의 폭이 증가할수록 수위변동이 작아지는 결과를 도출할 수 있었다. 이러한 결과는 고립파 및 현지의 장주기파에 대해 공진장치의 유용성을 검토한 Lee et al. (2010, 2012c)과 일치하며, 따라서 실향의 실제 지진해일에 대해서도 공진장치의 유용성이 어느 정도로 입증되는 것으로 판단된다.

5.4.4 공진장치 길이의 변화

(1) 공진장치의 길이

Fig. 5.11은 공진장치의 길이에 따른 지진해일의 저감효과를 검토하기 위하여 전술한 Fig. 5.5의 직사각형 공진장치 $B=735\text{m}$, $B'=200\text{m}$, $L=200\text{m}$ 의 경우를 기준으로, 중앙부 폭을 $B=735\text{m}$ ($B'=200\text{m}$)로 고정하고 길이 L 을 100m, 300m로 변화시킨 경우이며, 여기서 $d_1=20\text{m}$, $d_2=23\text{m}$ 는 일정하게 유지되었다. 이하에서는 공진장치 길이의 변화에 따른 지진해일의 제어효과를 검토한다.

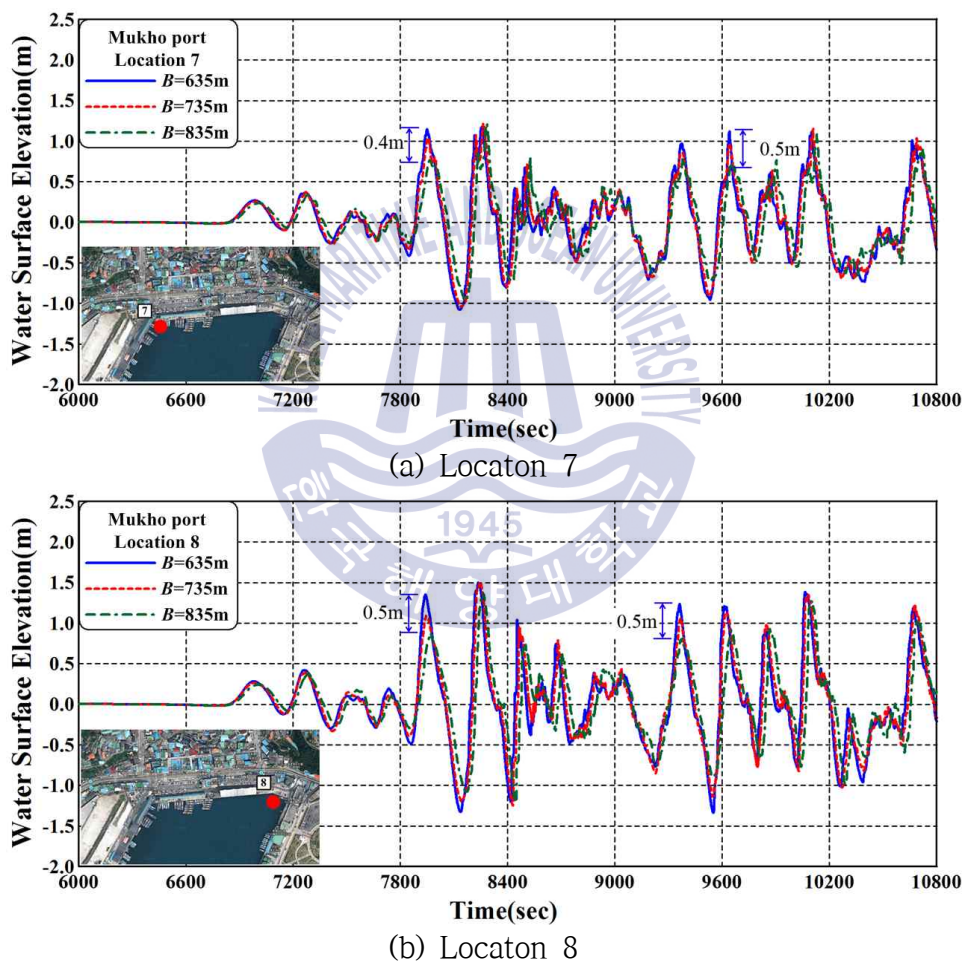


Fig. 5.10. Time variation of tsunami water level with the change of resonator width B at Mukho port(for the fixed $L=200\text{m}$).

(2) 최고수위의 공간분포

Fig. 5.12는 동해중부지진해일 내습시 묵호항 주변에서 최고수위의 공간분포 및 범람·침수역을 나타낸 결과이다. 이의 계산에서 공진장치는 Fig. 5.11에서 제시된 바와

같이 모두 $B=735\text{m}$ ($B'=200\text{m}$)로 고정되었으며, Fig. 5.12(a)는 $L=100\text{m}$, Fig. 5.12(b)는 $L=300\text{m}$ 의 경우이고, 여기서 $L=200\text{m}$ 에 대한 Fig. 5.6의 경우도 함께 고찰한다.

그림으로부터 세 경우 모두 항외측 및 항의 최내측에서는 침수·범람의 면적과 최대 수위의 공간변동에 유의한 차이가 거의 나타나지 않지만, 항내의 중간부분에서는 $L=300\text{m}$ 의 경우가 $L=100\text{m}$ 의 경우보다 다소 작은 값을 나타내는 것을 알 수 있다.

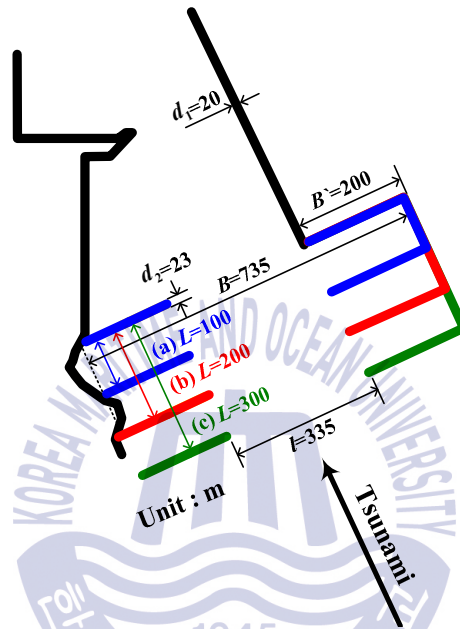
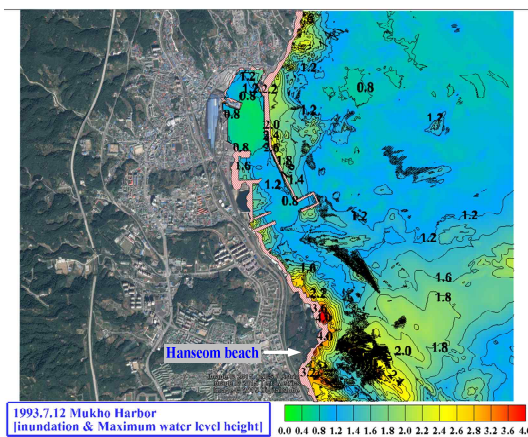
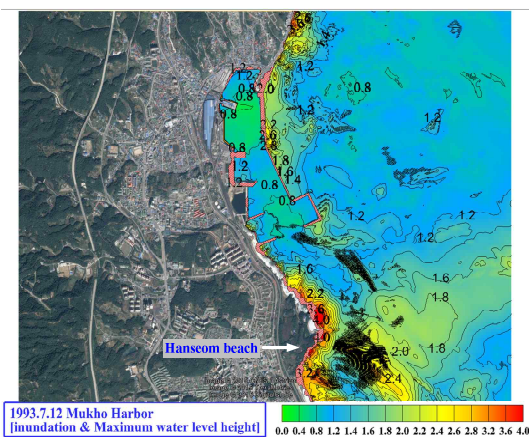


Fig. 5.11. Size and shape of resonator with the change of length L (for the fixed $B=735\text{m}$ or $B'=200\text{m}$).



(a) $L=100\text{m}$

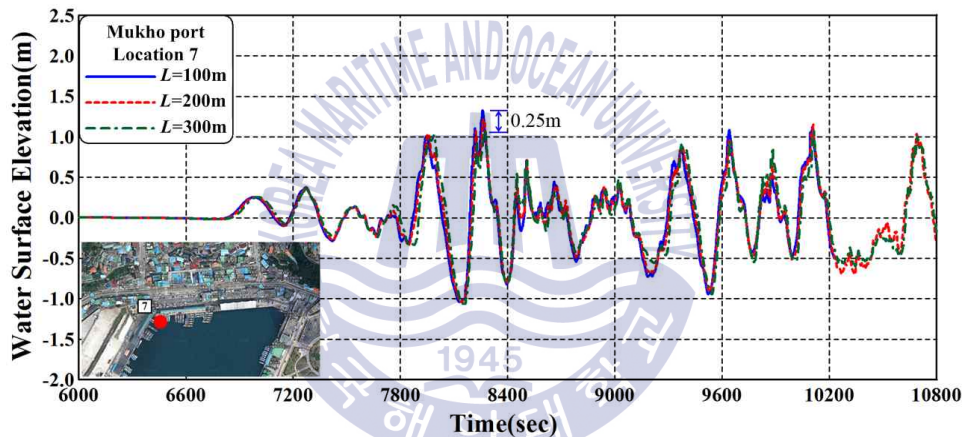


(b) $L=300\text{m}$

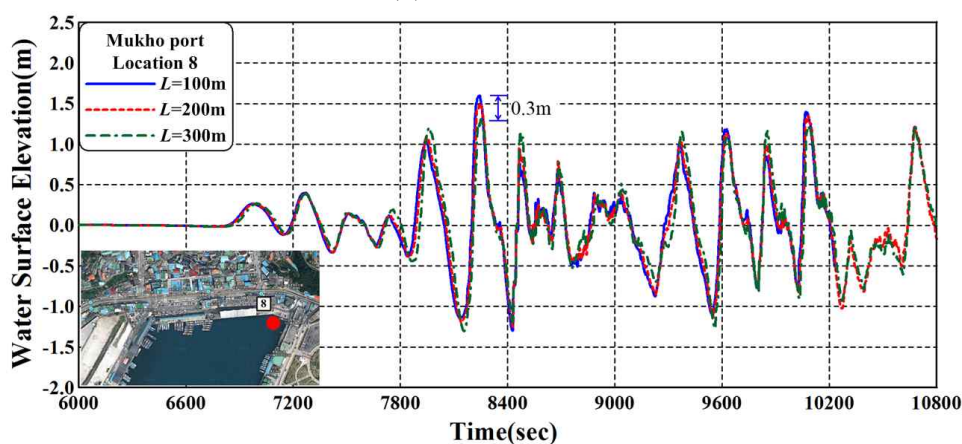
Fig. 5.12. Comparison of maximum tsunami water level with the change of resonator length L at Mukho port (for the fixed $B=735\text{m}$ or $B'=200\text{m}$).

(3) 수위의 시간변동

Fig. 5.13은 그림 중에 표기된 항의 최내측 Locations 7과 8에서 수위변동의 시계열을 나타낸 것으로, 파란 실선은 길이 $L=100\text{m}$, 빨간 파선은 길이 $L=200\text{m}$, 그리고 초록 파선은 길이 $L=300\text{m}$ 의 공진장치를 부착한 결과이다. 그림으로부터 Location 7의 경우 약 8,300s(138min)에서 $L=300\text{m}$ 와 $L=100\text{m}$ 의 결과를 비교하면 최대수위가 0.25m의 차이를 나타내며, 이로부터 $L=300\text{m}$ 의 경우가 $L=100\text{m}$ 의 경우보다 17% 정도 수위가 저감되는 결과를 나타낸다. Location 8에서는 약 8,300s(138min)에서 $L=300\text{m}$ 와 $L=100\text{m}$ 의 차이로 0.3m가 주어지며, 이는 18% 정도로 저감된 수위 결과이다. 결과적으로, 길이가 $L=300\text{m}$ 일 때 수위저감에 가장 효과적이라는 것을 알 수 있지만, 전술한 폭 B 의 변화에 따른 저감율보다는 다소 작은 값을 나타낸다는 것을 확인할 수 있다.



(a) Locaton 7



(b) Locaton 8

Fig. 5.13. Time variation of tsunami water level with the change of resonator length L at Mukho port(for the fixed $B=735\text{m}$ or $B'=200\text{m}$).

이상에서 공진장치 폭의 변화에서 기술한 바와 같이 공진장치의 유무에 따른 수위변동과 공진장치 길이의 변화에 따른 수위변동으로부터 공진장치가 부착된 경우가 작은 수위변동을 나타내고, 또한 공진장치의 길이가 증가할수록 수위변동이 작아지는 결과를 얻을 수 있었다. 역시, 이러한 결과는 고립파 및 현지의 장주기파에 대해 공진장치의 유용성을 검토한 Lee et al. (2010, 2012c)과 일치한다. 그러나, Lee et al. (2010, 2012c)에서는 공진장치의 폭의 변화보다는 길이의 변화가 수위의 저감에 보다 큰 영향을 미치지만, 본 연구에서는 반대로 길이의 변화는 폭의 변화보다 수위의 저감에 더 큰 영향을 미치는 것으로 나타났다. 이것은 항의 입구부에서 설치된 공진장치에 입사하는 지진해일의 입사각과 관련이 있는 것으로 여겨지며, Lee et al. (2010, 2012c)의 경우는 고립파와 장주기파가 직각으로 입사하는 반면에 본 연구에서는 주변지형과 구조물의 끝단에서 발생하는 회절변형으로 경사지게 입사하기 때문인 것으로 판단된다.

여기서, 본 계산에서는 묵호항의 현지 여건상 공진장치의 길이 변화를 크게 할 수 없었다. 실제로 공진장치를 초장주기파(검토된 주기가 600s~1,800s)에 대해 공진장치의 유용성을 검토한 Latt and Nakamura (2011)에 따르면 리아스식 해안을 따라 세장형으로 발달된 만내에서 공진장치의 길이를 2km 정도로 고려하여 있는 점을 감안하면 묵호항에 적용된 공진장치의 길이는 상대적으로 매우 짧으며, 따라서 항내의 수위변화에 공진현상이 충분히 발휘된 결과로는 판단되지 않는다.

또한, 본 계산에서는 공진장치의 폭과 길이에서 한정된 경우의 수에 대해 검토되었지만, 공진장치의 크기를 최적화시키기 위해서는 보다 많은 경우의 수에 대해 계산이 수행될 필요가 있을 것이다.

5.5 임원항에서 공진장치의 유효성 검토

전술한 묵호항의 경우와 동일하게 최신 수치해도와 Google earth pro로부터 대상 해역의 수심과 항 주변에서 지형데이터를 각각 획득하였고, 지진해일로는 전술한 1983년 5월 26일 M7.7의 동해중부지진해일을 대상으로 하였다. 이의 단층파라미터와 계산조건은 전술한 Tables 5.3, 5.4와 동일하다. Fig. 5.14는 동해중부지진해일이 일본 Akita현 앞 바다에서 동해를 전파하는 과정과 계산영역을, Fig. 5.15는 임원항 주변에서 해역의 수심과 주변지형의 표고를 제시하며, 수심은 (+)값으로, 주변지형은 (-)값으로 각각 표기되어 있다. 계산시간은 임원항에서 지진해일의 영향을 충분히 고려할 수 있도록 지진해일의 발생부터 180min 동안 수치모의하였다. 그리고, Fig. 5.16에는 본 계산에 적용한 공진장치를 형상과 크기를 나타내며, 이는 $d_1=15\text{m}$, $d_2=14.5\text{m}$, $l=155\text{m}$, $L=100\text{m}$, B

=330m, $B'=100\text{m}(B=2B'+l)$ 의 크기를 가지며, 파선은 방파제가 제거되는 부분을 나타낸다.

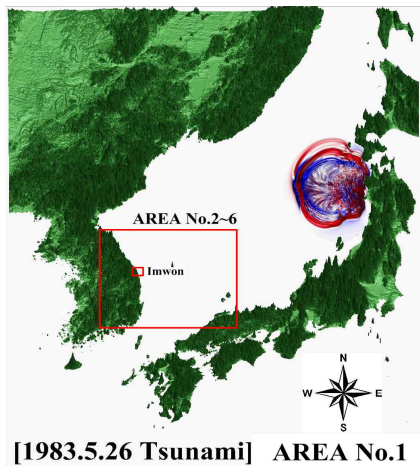


Fig. 5.14. Computation areas.

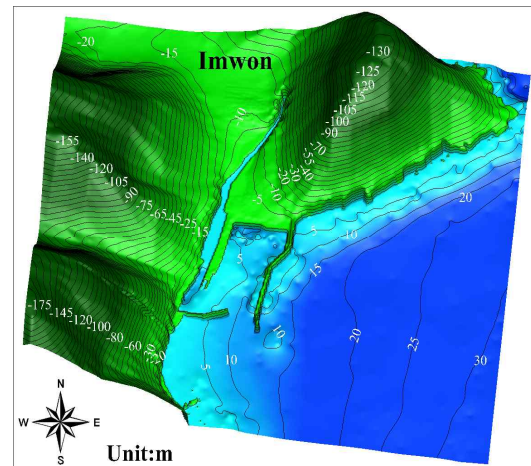


Fig. 5.15. Spatial distribution of water depth and terrain elevation around Imwon port.

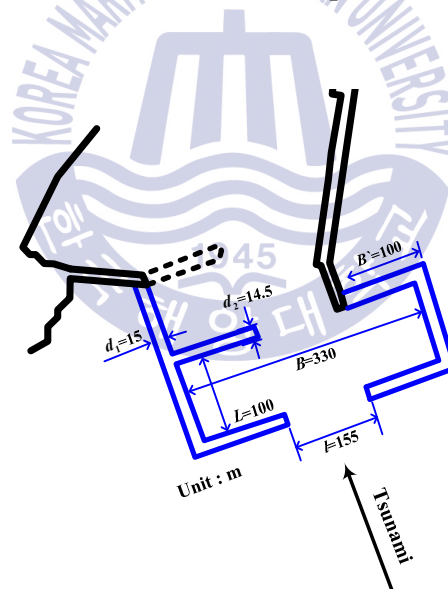


Fig. 5.16. Size and shape of resonator installed to the existing breakwater of Imwon port.

5.5.1 최고수위의 공간분포

Fig. 5.17은 동해중부지진해일 내습시 임원항내 및 주변 해역에서 지진해일에 대한 최고수위의 공간분포 및 침수·범람역을 나타낸 것으로, Fig. 5.17(a)가 공진장치가 부착되지 않은 현상태를, Fig. 5.17(b)가 항입구에 공진장치가 부착된 경우이며, 이 때 적

용된 공진장치의 크기는 Fig. 5.16에 제시된 바와 같이 $B=330\text{m}$, $B'=100\text{m}$, $L=100\text{m}$ 이다. 그림을 살펴보면 임원항내는 우측 외곽방파제로 인하여 지진해일이 차단되어 직접적인 영향을 받지 않고, 항입구부에서 지진해일의 반사 및 회절로 인하여 주로 항내 수위변동이 발생된다. 두 경우 모두 외측방파제 부근에서 최고수위 4.6m 정도가 발생되며, 항내측에서는 공진장치가 설치된 경우가 전체적으로 최고수위가 저감되고, 또한 침수·범람 면적이 작아지는 것을 볼 수 있다.

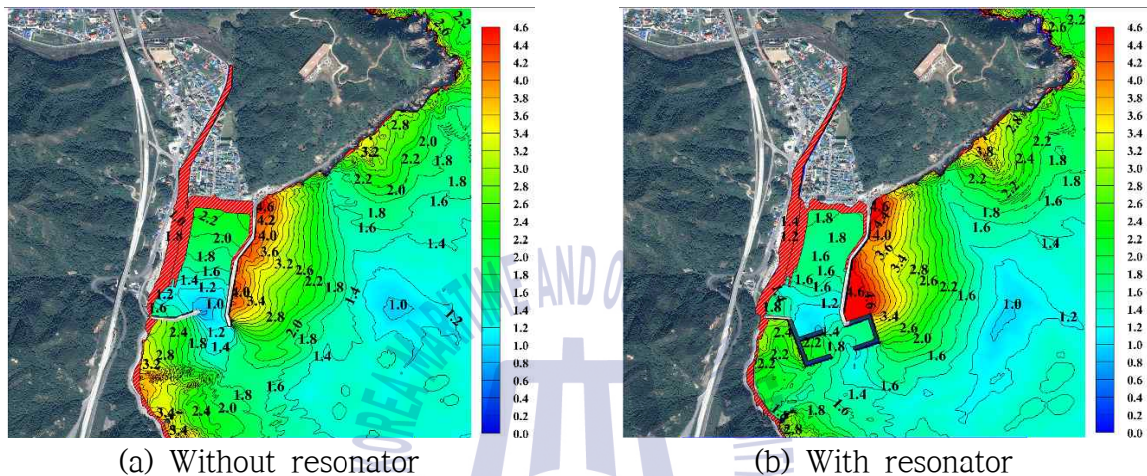
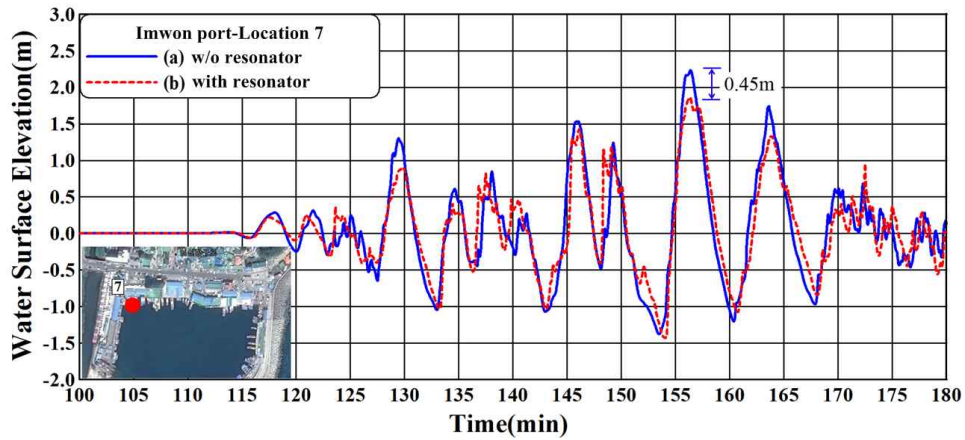


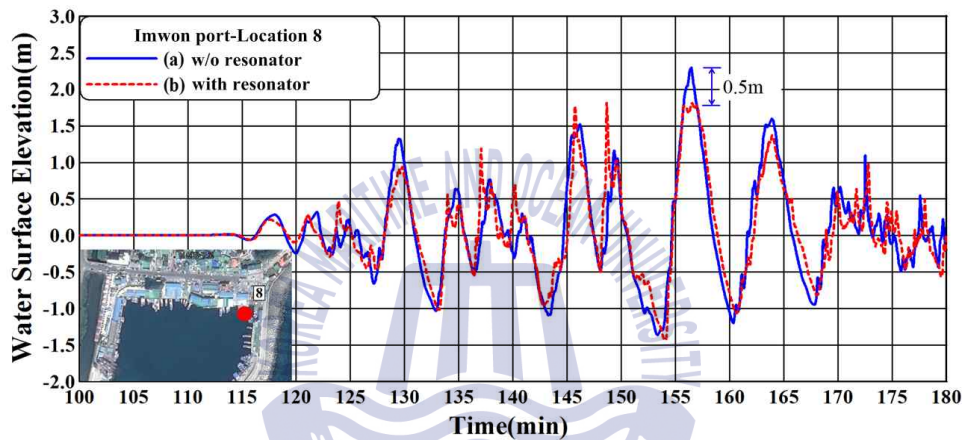
Fig. 5.17. Maximum tsunami water level at Imwon port whether the resonator is installed or not.

5.5.2 수위의 시간변동

Fig. 5.18은 그림 중의 삽도에 표기된 임원항의 최내측 7과 8번 위치에서 수위변동의 시계열을 나타낸 것으로, 파란 실선은 현재 임원항의 경우를, 빨간 파선은 Fig. 5.16의 공진장치를 부착한 경우이다. 그림으로부터 공진장치가 부착된 경우가 7과 8번 위치 모두 약 156min에서 0.5m 정도의 최대수위가 각각 저감되며, 이는 현 상태의 최고수위 2.3m에 비교하면 21% 정도의 저감율을 나타낸다. 역시, 묵호항의 경우와 동일하게 기존방파제 입구부에 공진장치를 설치하는 것이 지진해일의 저감에 유용하다는 것을 확인할 수 있다.



(a) Location 7



(b) Location 8

Fig. 5.18. Time variation of tsunami water surface elevation at the most inside of Imwon port.

5.5.3 공진장치 폭의 변화

(1) 공진장치의 폭

Fig. 5.19는 공진장치의 폭의 변화에 따른 지진해일의 저감효과를 검토하기 위하여 전술한 Fig. 5.16의 직사각형 공진장치 $B=330\text{m}$, $B'=100\text{m}$, $L=100\text{m}$ 를 기준으로, 길이 $L=100\text{m}$ 를 고정하고 중앙부 폭을 $B=380\text{m}$, 280m ($B'=50\text{m}$, 150m)로 변화시킨 경우에 공진장치의 형상과 크기를 각각 나타내며, 이 때 $d_1=15\text{m}$, $d_2=14.5\text{m}$ 는 일정하게 유지된다.

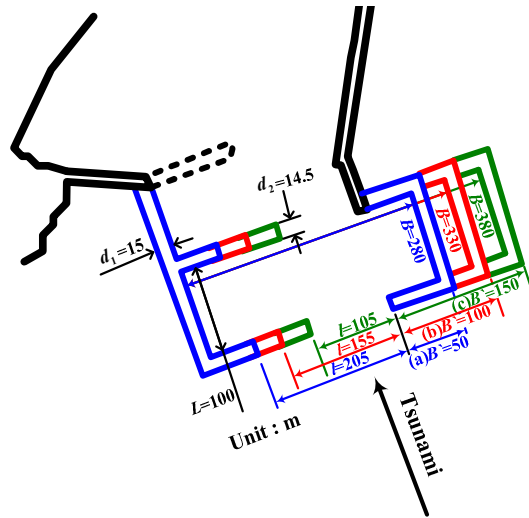


Fig. 5.19. Size and shape of resonator with the change of width B or B' (for the fixed $L=100\text{m}$).

(2) 최고수위의 공간분포

Fig. 5.20은 공진장치의 중앙부 폭 B 를 변화시킨 경우 지진해일에서 최고수위의 공간 분포와 침수·범람역을 나타낸 것으로, Fig. 5.20(a)가 $B=280\text{m}$ ($B'=50\text{m}$), (b)가 $B=380\text{m}$ ($B'=150\text{m}$)에 대한 경우이다. 여기서는 Fig. 5.19(b)에서 $B=330\text{m}$ ($B'=100\text{m}$)의 경우도 포함하여 함께 고찰하는 것으로 한다. 그림으로부터 세 경우 모두 전술한 바와 같이 항내는 우측 외곽방파제로 인하여 지진해일이 차단되기 때문에 직접적인 영향을 받지 않으며, 지진해일의 회절변형을 포함한 파랑변형과 공진장치내 공진현상이 항내 수위변동에 큰 영향을 미치는 것을 알 수 있다. 공진장치의 폭 B 의 변화에 따른 최고수위의 변화를 살펴보면 $B=380\text{m}$ ($B'=150\text{m}$)와 $B=330\text{m}$ ($B'=100\text{m}$)의 두 경우는 항내측에서 거의 동등한 크기의 최고수위를 나타내며, 두 경우는 공진장치의 폭이 제일 작은 $B=280\text{m}$ ($B'=50\text{m}$)의 경우보다 작은 최고수위의 공간분포를 나타낸다. 따라서, 임원항의 경우에도 전술한 바와 같은 공진장치의 유용성을 알 수 있고, 더불어 공진장치에서 폭 B 가 증가될수록 지진해일의 수위가 저감되지만, $B=380\text{m}$ ($B'=150\text{m}$)와 $B=330\text{m}$ ($B'=100\text{m}$)의 경우는 값의 차이가 크지 않기 때문에 많은 경우의 수에 대한 검토로부터 합리적인 폭을 선정할 필요가 있을 것으로 판단된다.

(3) 수위의 시간변동

전술한 Fig. 5.18에서와 동일한 위치 항최내측 7과 8번 위치에서 수위변동의 시계열을 나타낸 것이 Fig. 5.21이다. 그림에서 파란 실선은 폭 $B=280\text{m}$, 빨간 파선은 폭 B

=330m, 그리고 초록 파선은 폭 $B=380\text{m}$ 의 공진장치를 부착한 결과이다. 그림으로부터 7번과 8번 위치 모두 약 156min에서 폭 $B=380\text{m}$ 의 경우는 $B=280\text{m}$ 보다 최대수위가 0.4m 정도로 저감되었고, 이는 $B=280\text{m}$ 의 최고수위 2.2m에서 18% 정도 저감율을 각각 나타내며, 전반적으로 수위변동의 극대치에서 유사한 크기의 저감율을 확인할 수 있다. 그리고, 공진장치가 없는 현상태의 임원항과 폭 $B=380\text{m}$ 의 공진장치를 부착한 경우를 비교하면 $B=380\text{m}$ 의 경우 최대수위가 약 0.5m 정도로 감소되며, 이는 현상태의 최고수위 2.3m에서 21% 정도의 저감율을 나타낸다. 결과적으로, 폭 B 의 크기가 $B=380\text{m}$ 일 때 수위저감에 가장 효과적이라는 것을 알 수 있지만, 폭 $B=330\text{m}$ 와 $B=380\text{m}$ 의 차이는 크지 않지 때문에 여러 조건을 고려한 많은 경우의 수에 대한 계산으로부터 합리적인 폭이 선정될 필요가 있다.

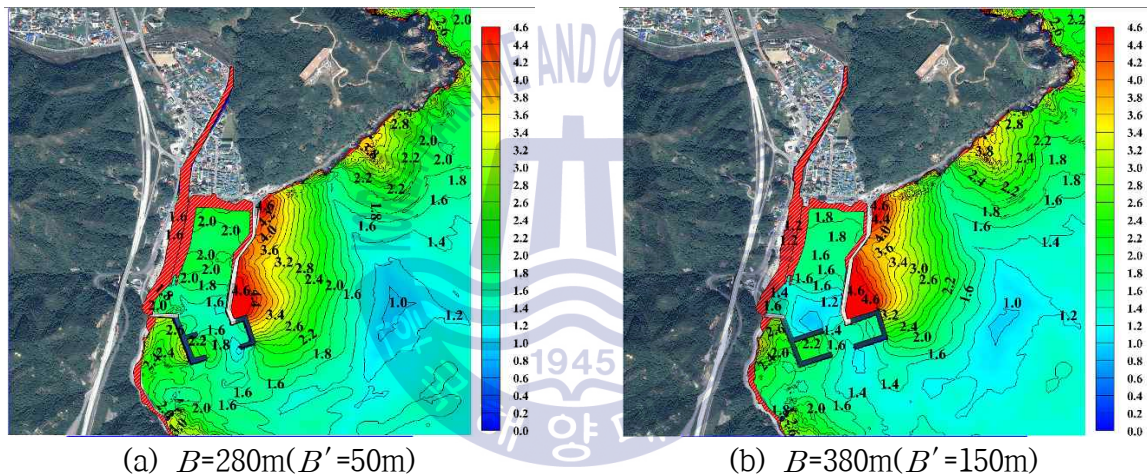


Fig. 5.20. Comparison of maximum tsunami water level with the change of resonator width B at Imwon port(for the fixed $L=100\text{m}$).

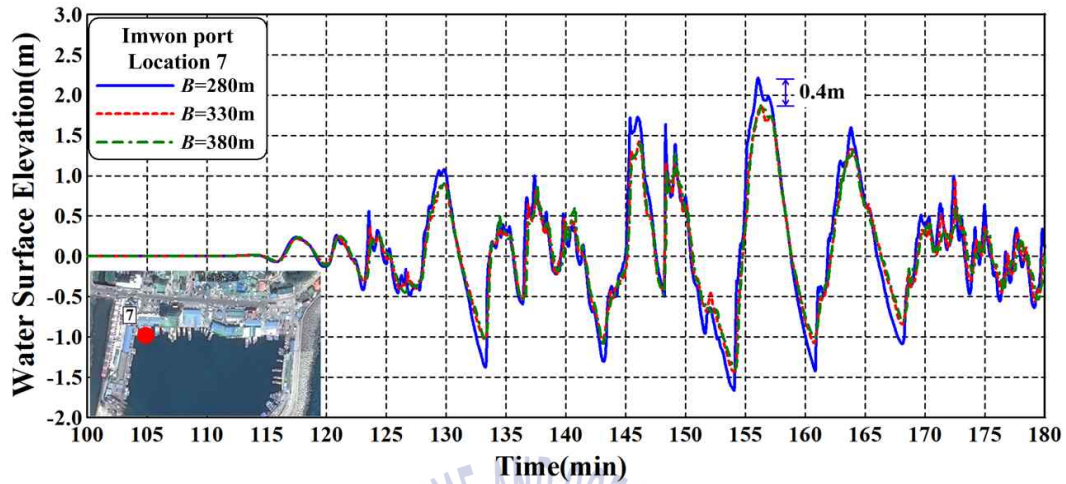
이상은 값의 차이가 있지만 묵호항에서의 경우와 동일한 경향을 나타내고, 또한 이러한 결과는 고립파 및 현지의 장주기파에 대해 공진장치의 유용성을 검토한 Lee et al. (2010, 2012c)의 선행연구와 일치한다. 따라서 실해역의 실제 지진해일에 대해서도 공진장치의 유용성이 인정되는 것으로 판단된다.

5.5.4 공진장치 길이의 변화

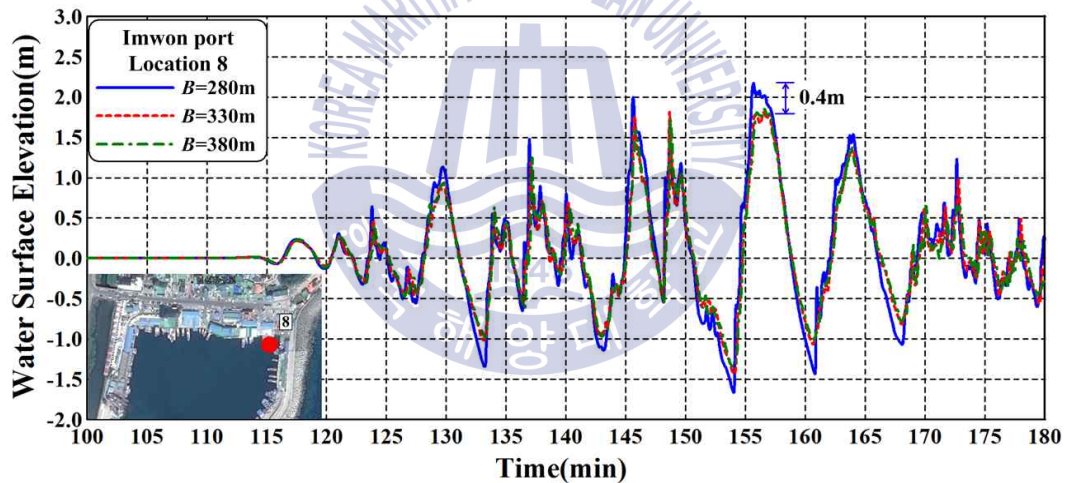
(1) 공진장치의 길이

Fig. 5.22는 공진장치 길이의 변화에 따른 지진해일의 저감효과를 검토하기 위하여 전술한 Fig. 5.16의 공진장치 $B=330\text{m}$, $B'=100\text{m}$, $L=100\text{m}$ 를 기준으로, 중앙부 폭 B

=330m($B'=100$ m)를 고정하고 길이를 $L=50$ m, 150m로 변화시킨 경우에 공진장치의 형상과 크기를 나타내며, 이 때 $d_1=15$ m, $d_2=14.5$ m는 일정하게 유지된다.



(a) Locaton 7



(b) Locaton 8

Fig. 5.21. Time variation of tsunami water level with the change of resonator width B at Imwon port(for the fixed $L=100$ m).

(2) 최고수위의 공간분포

Fig. 5.23은 공진장치의 길이 L 을 변화시킨 경우 지진해일에서 최고수위의 공간분포와 침수·범람역을 나타낸 것으로, Fig. 5.23(a)가 $L=50$ m, Fig. 5.23(b)가 $L=150$ m에 대한 경우이다. 여기서, $L=100$ m에 대한 Fig. 5.17(b)의 경우도 포함하여 검토하는 것으로 한다. 그림에서 세 경우 모두 우측 외곽방파제로 인하여 지진해일의 대부분이 차폐되어 항내는 지진해일로부터 직접적인 영향을 받지 않으며, 항외측에서는 대략 4.6m 전

후의 큰 지진해일고가 형성되는 것을 볼 수 있다. 항내에서 공진장치의 길이의 변화에 따른 최고수위의 변화를 살펴보면 길이 $L=100\text{m}$ 와 $L=150\text{m}$ 는 항내에서 거의 동등한 크기의 수위를 나타내고, $L=150\text{m}$ 와 $L=50\text{m}$ 에서는 항내 중앙부분에서 0.2m 정도의 수위차가 발생하지만 항의 최내측에서는 세 경우 모두 수위와 침수·범람역에서 거의 차이가 나타나지 않는 것을 확인할 수 있다.

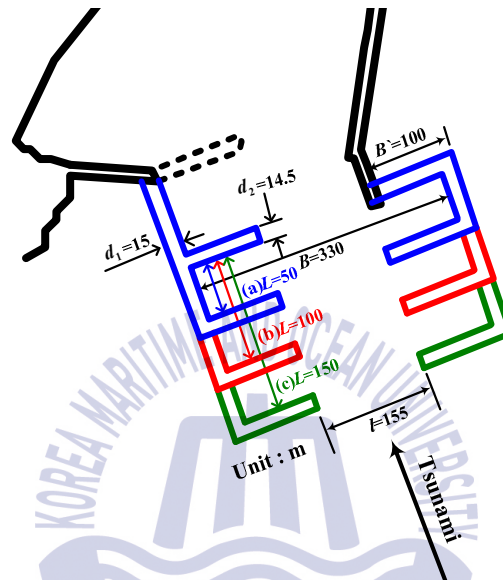


Fig. 5.22. Size and shape of resonator with the change of length L (for the fixed $B=330\text{m}$ or $B'=100\text{m}$).

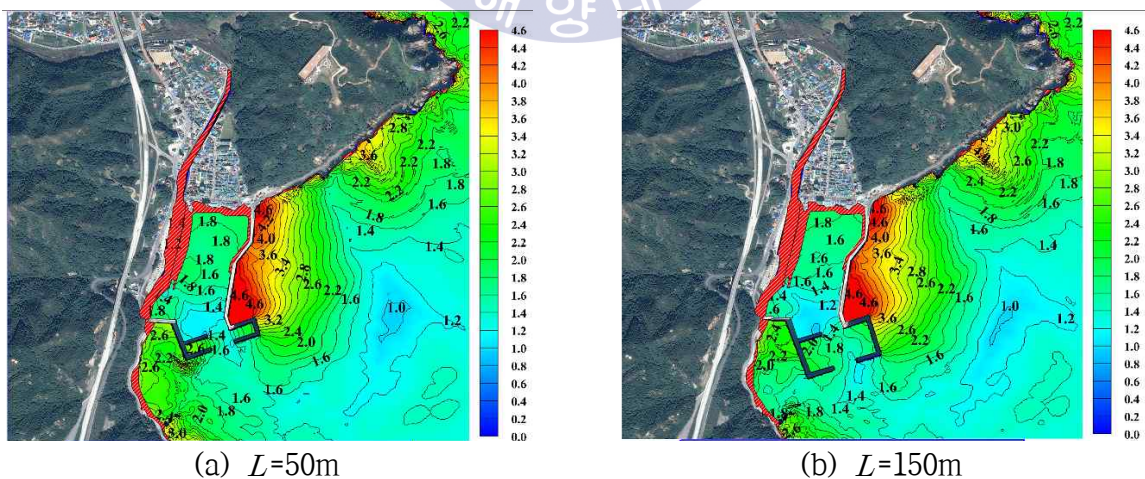
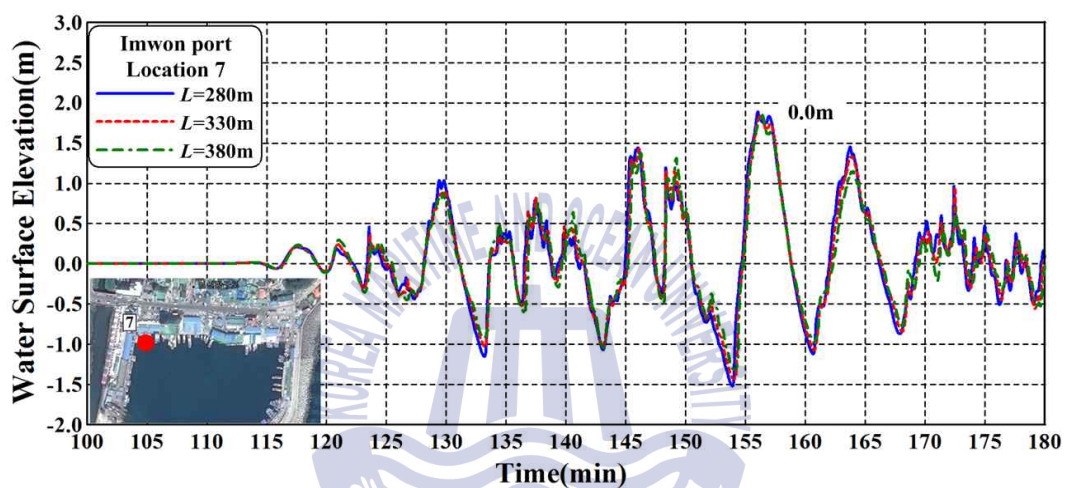


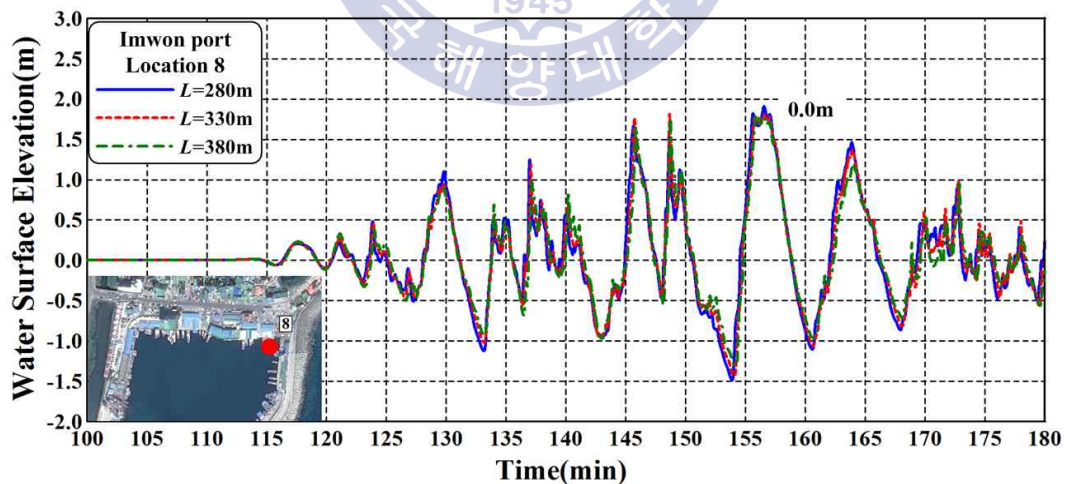
Fig. 5.23. Comparison of maximum tsunami water level with the change of resonator length L at Imwon port(for the fixed $B=330\text{m}$ or $B'=100\text{m}$).

(3) 수위의 시간변동

Fig. 5.24는 그림 중의 삽도에 표기된 항의 최내측 7과 8번 위치에서 수위변동의 시계열을 나타낸 것으로, 파란 실선은 $L=50\text{m}$, 빨간 파선은 $L=100\text{m}$, 그리고 초록 파선은 $L=150\text{m}$ 를 갖는 공진장치를 부착하여 산정된 결과이다. 그림을 살펴보면 7과 8번 위치 모두 부분적으로 약간의 차이가 인정되기도 하지만, 대부분 공진장치의 길이 L 의 변화에 따른 차이가 거의 나타나지 않는다. 이러한 점을 고려하면 이 경우에는 $L=50\text{m}$ 의 공진장치가 가장 합리적인 것으로 된다.



(a) Location 7



(b) Location 8

Fig. 5.24. Time variation of tsunami water level with the change of resonator length L at Imwon port (for the fixed $B=330\text{m}$ or $B'=100\text{m}$).

이상에서와 같이 임원항의 경우는 묵호항과는 달리 공진장치의 길이 변화에 따른 저감율이 거의 나타나지 않는 결과가 도출되었다. 이는 묵호항의 경우에서 언급된 바와 같이 임원항의 현장 여건상 적용된 공진장치에서 공진형상이 충분히 발생되기에는 모든 길이가 상대적으로 짧았기 때문으로 판단된다. 전술한 바와 같이 실제로 공진장치를 초장주기파에 대해 공진장치의 유용성을 검토한 Latt and Nakamura (2011)에 의하면 리아스식 해안을 따라 세장형으로 발달된 만내에서 공진장치의 길이를 2km 정도로 고려하고 있다.

반면, 공진장치의 폭의 변화는 묵호항과 같이 폭이 증가할수록 수위의 저감효과가 도출되었으며, 폭이 넓을수록 공진장치내에 포획되는 에너지가 많아지기 때문에 배후의 항내에 수위가 감소한다는 Lee et al. (2010, 2012c)의 선행연구와 일치하는 것으로 판단된다.

5.6 결론

본 연구에서는 실제의 지진해일이 존재하는 실험역에서 지진해일의 제어에 관한 공진장치의 유용성을 확인할 목적으로 타당성이 널리 입증된 COMCOT (Cornell Multigrid Coupled Tsunami Model)모델 (Liu et al., 1998)을 적용하여 동해안의 묵호항과 임원항에서 공진장치의 부착 여부, 공진장치의 폭과 길이의 변화에 따른 최대지진해일고의 공간분포와 수위의 시간변화 및 공진장치의 유용성 등을 검토·도출하였다. 여기서, 적용된 실제의 지진해일은 1983년 동해중부지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해일이었다. 이로부터 얻어진 중요한 사항을 본 연구의 결론으로 이하에 기술한다.

(1) 묵호항과 임원항에서 현상태의 방파제와 방파제에 본 연구의 공진장치를 부착한 경우 실제 지진해일고의 저감을 도모할 수 있으며, 묵호항의 경우는 최대 40%~50% 정도, 임원항의 경우는 최대 21% 정도의 저감율이 나타났다.

(2) 묵호항과 임원항에서 공진장치의 폭을 변화시킨 경우 폭이 증가할수록 지진해일고가 저감되는 효과가 나타났다. 이는 공진장치의 폭이 증가할수록 내부에 포획되는 지진해일파의 에너지가 많아지고, 이로 인하여 배후의 항내로 침입하는 지진해일고가 감소된 것으로 판단된다.

(3) 묵호항과 임원항에서 공진장치의 길이를 변화시킨 경우 묵호항에서는 길이가 증가

할수록 지진해일고가 저감되는 효과가 다소 얻어졌지만, 임원항에서는 길이의 변화에 따른 지진해일고의 유의한 변화는 거의 나타나지 않았다. 이러한 결과는 지진해일의 입사조건과 전파방향 및 충분한 공진형상이 발휘되기에는 짧은 길이의 공진장치가 적용된 결과로 판단된다. 따라서, 현장 여건과 지진해일파의 특성에 부합되는 공진장치의 최적화를 위해서는 공진장치의 형상, 배치 및 크기에 관한 보다 많은 경우의 수에 대한 검토가 수행될 필요가 있다.



References

- Aida, I. (1984). A source models of the 1983 Nihonkai-earthquakes tsunami, In Proceedings of Symposium on Nihonkai-Chubu Earthquake Tsunami, JSCE, 9-21.
- Bellotti, G. (2007). Transient response of harbours to long waves under resonance conditions, Coastal Engineering, 54(9), 680-693.
- Yoon, S.B., Lim, C.H., Cho, Y.S. and Choi, C.S. (2002). Accuracy evaluation of dispersion-correction finite difference model for tsunami propagation, Journal of Ocean Engineering and Technology, 14(2), 116-127.
- Cho, Y.S., Sohn, D.H. and Lee, S.O. (2007). Practical modified scheme of linear shallow-water equations for distant propagation of tsunamis, Ocean Engineering, 34, 1769-1777.
- Kim, D.S., Kim, J.M. and Lee, K.H. (2007a). Numerical simulation of tsunamis that affected the coastal zone of east sea, Journal of Ocean Engineering and Technology, 21(6), 72-80.
- Kim, D.S., Kim, J.M., Lee, K.H. and Son B.K. (2007b). Analysis of the effects on the southeastern coast of Korea by a tsunami originating from hypothetical earthquake in Japan, Journal of Ocean Engineering and Technology, 21(6), 64-71.
- Latt, N.Z. and Nakamura, T. (2011). Performance of wave resonators located at a harbor entrance for reducing very long waves, Annual Journal of Civil Engineering in the Ocean, 67(2), 892-896.
- Lee, H.J., Kim, K.H. and Cho, Y.S. (2002). Numerical simulations of 1983 Central East Sea tsunami at Imwon: 2. Run-up process at Imwon port, Journal of Korea Water Resources Association, 35(4), 453-461.
- Lee, K.H., Jeong, S.H., Jeong, J.W. and Kim, D.S. (2010). Effectiveness of a wave resonator under short-period waves and solitary waves, Journal of the Korean Society of Civil Engineers, 30(1B), 89-100.
- Lee, K.H., Beom, S.S., Kim, D.S., Part, J.B. and An, S.W. (2012a). A study on the control of short-period waves by resonator, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 24(1), 36-47.
- Lee, K.H., Beom, S.S., Kim, D.S., Part, J.B. and An, S.W. (2012b). A study on the control of solitary waves by resonator, Journal of Korean Society of Coastal and

Ocean Engineers, 24(1), 48-57.

- Lee, K.H., Beom, S.S., Kim, D.S., Choi, N.H., Part, J.B. and An, S.W. (2012c). Application of wave resonator to the field for controlling secondary undulation, Journal of Korean Society of Coastal and Ocean Engineers, 24(1), 58-65.
- Liu, P.L.-F., Woo, S.B. and Cho, Y.S. (1998). Computer programs for tsunami propagation and inundation, Technical report, Cornell University.
- Mori, N., Takahashi, T., Yasuda, T. and Yanagisawa, H. (2011). Survey of 2011 Tohoku earthquake tsunami inundation and run up, Geophysical Research Letters, 38(7).
- Nakamura, T., Mochizuki, H. and Morita, S. (1985). Performance of a resonator designed by the Wave Filter Theory-Applicability to a harbor, Proc. Coastal Eng., JSCE, 25, 1280-1292.
- Nakamura, T., Morita, S. and Kato, K. (1998). Wave protection performance of a resonator founded at harbor entrance", Proc. Coastal Eng., JSCE, 45, 721-725.
- Nakamura, T., Saeki, S., Nyein, Z. L. and Nakayama, A. (2007). Effectiveness of a resonator under wave breaking and non-wave breaking conditions for sheltering a harbor, Proc. Civil Eng. in the Ocean, 23, 799-804.
- Nakamura, T. and Latt, N. Z. (2010). Development of a new resonator with additional walls to attenuate very long waves, Annual Journal of Civil Engineering in the Ocean, 26, 855-860.
- Poon, Y.K., Raichlen, F. and Walker, J. (1998). Application of physical models in long wave studies for the port of Long Beach, Proc. 26th ICCE, ASCE, 1222-1235.
- Takahashi, S., Kuriyama, Y. and Tomita, T. (2011). Urgent survey for 2011 great east Japan earthquake and tsunami disaster in ports and coasts-part I (tsunami), Technical Note of PARI, 1231.
- Takahashi, T., Shuto, N., Imamura, F. and Ortis, M. (1994). Fault model to describe Hokkaido Nansei offshore earthquake for tsunami, JSCE, 41, 251-255.

제 6 장 신형식공진장치에 의한 지진해일의 제어

6.1 서언

Latt and Nakamura(2011a, 2011b)는 Fig. 1.2에 나타내는 새로운 형상의 공진장치를 고안하고, 지진해일을 초장주기파로 근사시킨 일정수심의 파동장에 적용하여 그의 제어에 관한 효능을 입증하고 있으며, 또한 실험역으로 적용성을 논의·검토하고 있다. 그러나, 제2장에서 기술한 바와 같이 실험역은 일정수심이 아닌 변동수심역이고, 또한 실제의 지진해일과는 초장주기파와는 수리현상이 상이하다.

따라서, 본 연구에서는 Latt and Nakamura(2011a, 2011b)에 의해 새롭게 개발된 Fig. 1.2의 신형식공진장치 I과 II를 변동수심역의 실험역과 실제 지진해일파동장에 적용하여 지진해일의 제어특성과 그의 유용성 등을 수치적으로 검토한다. 대상의 실험역은 동해안의 삼척항이고, 대상으로 한 실제 지진해일은 1993년 북해도남서외해지진해일이다.

수치모델에는 제2장에서 제시한 COMCOT(Cornell multigrid coupled tsunami model)모델(Liu et al., 1998)을 적용하며, 수치모델의 검증도 제2장에서 제시된 바와 같으므로 이 장에서는 기술하지 않는다. 이 장에서는 신형식공진장치의 부착유무 및 그의 크기와 설치위치에 따른 지진해일고의 저감율을 중심으로 지진해일고의 시·공간분포 등에 관하여 신형식공진장치의 유용성을 검토한다.

6.2 신형식공진장치의 개요

6.2.1 삼척항 주변현황 및 적용된 지진해일

삼척항은 1983년 동해중부지진해일시와 1993년 북해도남서외해지진해일시에 큰 피해는 발생되지 않았지만, 향후 지진해일에 의한 피해를 예방하기 위하여 다음의 Fig. 6.1에 나타내는 바와 같이 초기 방파제를 연장(이 경우를 현상태로 지칭함)하였다(그림에서 파란색 부분). 삼척항 인근 해역에서 수심과 주변지형의 표고는 최신 수치해도와 Google earth pro로부터 각각 획득되었고, 1993년 북해도남서외해지진해일의 전파과정을 해석하기 위하여 적용된 계산영역은 Tables 6.1에 제시된 바와 같다.

Fig. 6.2는 1993년 일본 북해도 Okusiri섬에서 발생한 북해도남서외해지진해일이 동해를 전파하는 과정과 계산영역을, Fig. 6.3은 삼척항의 주변해역에서 수심 및 지형의 표고를 제시하며, 수심은 (+)값으로, 표고는 (-)값으로 표기되어 있다. 수치계산은 삼척항에서 지진해일의 영향을 충분히 고려할 수 있도록 지진 발생시에서부터 180min 동안 실시되었다.

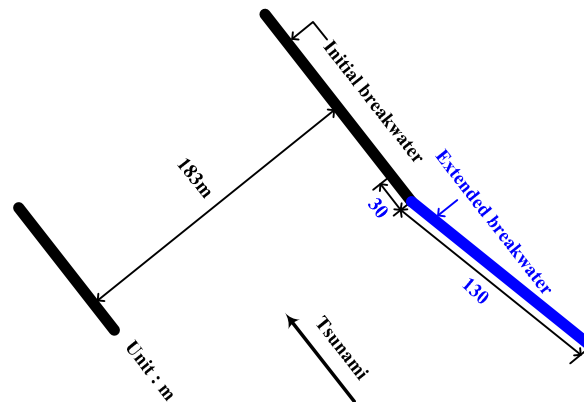
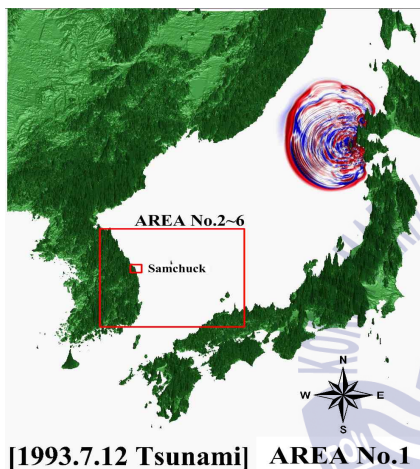


Fig. 6.1. Size and shape of the initial and extended breakwaters in Samcheok port.



[1993.7.12 Tsunami] AREA No.1

Fig. 6.2. Computation area.

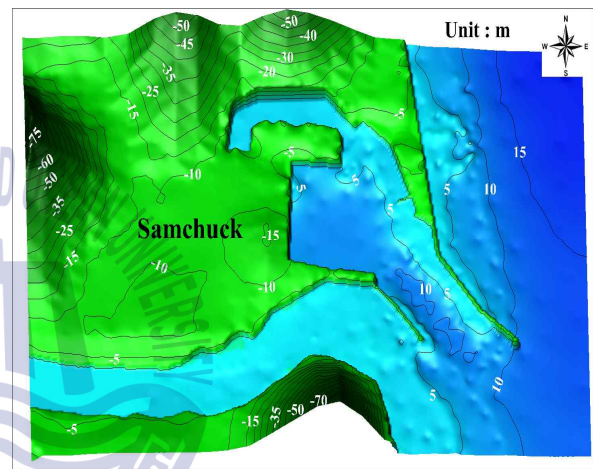


Fig. 6.3. Spatial distribution of water depth and terrain elevation around Samcheok port.

Table 6.1. Computation conditions.

Number of area	Number of grids	Grid size (m)	Coord. system	SWE type
Area No.1	1333×1629	1215	Cartesian	Linear
Area No.2	687×1182	405		
Area No.3	888×1311	135		
Area No.4	180×216	45		
Area No.5	171×189	15		
Area No.6	342×240	5		Nonlinear

SWE : Shallow Water Equation

6.2.2 신행식공진장치 I과 II의 형상과 크기

Latt and Nakamura(2011a, 2011b)에 의해 개발된 Fig. 1.2의 신행식공진장치 I을 동해안 삼척항의 초기 방파제에 부착한 경우를 Fig. 6.4에 제시하며, 이 계산에서는 신행식

공진장치 I의 길이를 $L=50\text{m}$, 100m , 150m 로 변화시킨다. 다음으로, Latt and Nakamura(2011a, 2011b)에 의해 제시된 Fig. 1.2의 또 다른 신형식공진장치 II도 동일하게 Fig. 6.5에 제시하며, Fig. 6.5(a)는 type I로 $B_w=50\text{m}$, $l_a=50\text{m}$ 를 고정하고 $l_w=100\text{m}$, 135m , 170m 로 변화시켰고, 반면에 Fig. 6.5(b)는 type II로 $B_w=50\text{m}$, $l_w=170\text{m}$ 를 고정하고 $l_a=50\text{m}$, 70m , 90m 로 변화시켰다. 여기서, 신형식공진장치 I의 제원은 현장조건 등을 고려하여 Fig. 6.4에 서와 같이 $d_1=9.2\text{m}$, $d_2=9.4\text{m}$, $l=83\text{m}$, $B(2B'+l)=183\text{m}$ 로 각각 규정되었다.

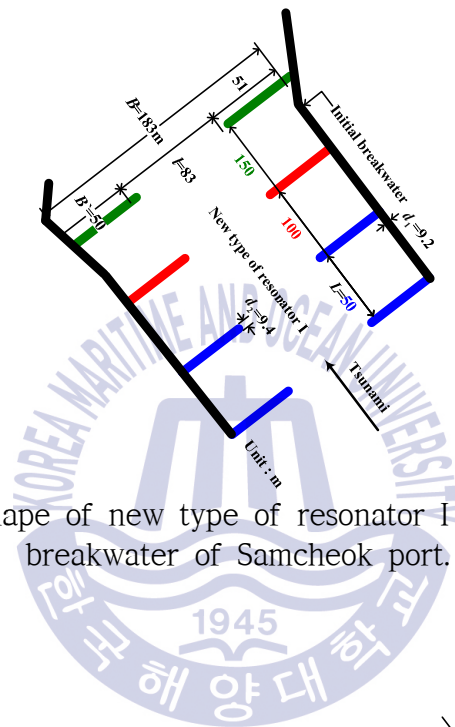


Fig. 6.4. Size and shape of new type of resonator I installed to the initial breakwater of Samcheok port.

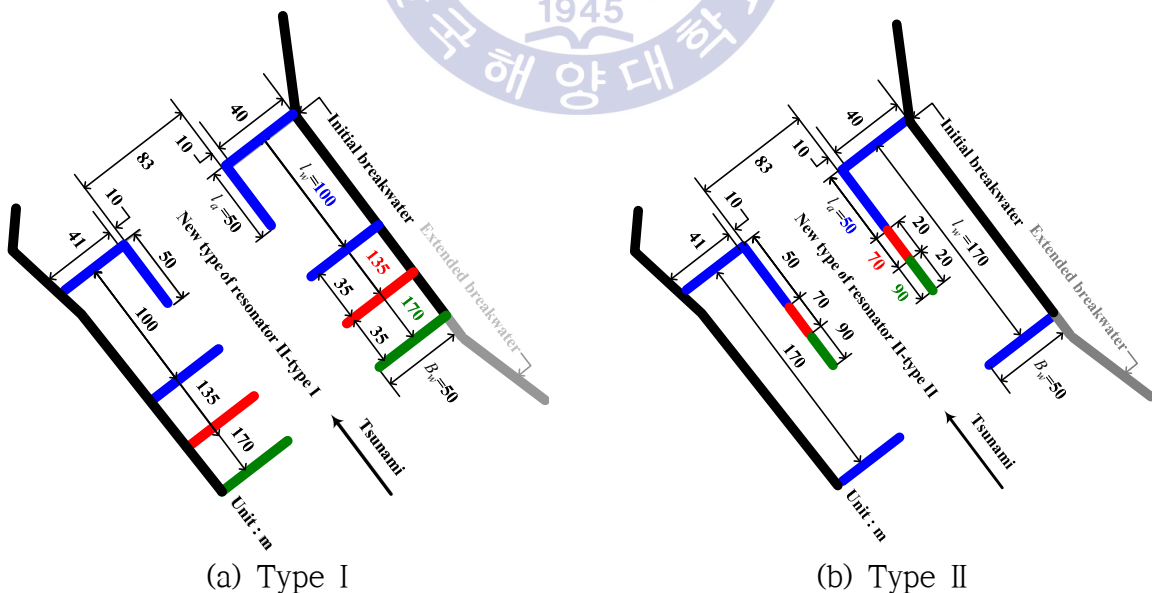


Fig. 6.5. Size and shape of new type of resonator II installed to the initial breakwater of Samcheok port.

이하에서는 현상태의 경우와 신형식공진장치 I에서 길이 L 의 변화 및 신형식공진장치 II-type I, II에서 l_w 와 l_a 의 변화에 따른 지진해일고의 제어효과를 검토함으로서 Latt and Nakamura(2011a, 2011b)에서는 수행되지 않은 실효역의 지진해일하에서 신형식공진장치 I과 II의 유용성을 논의한다.

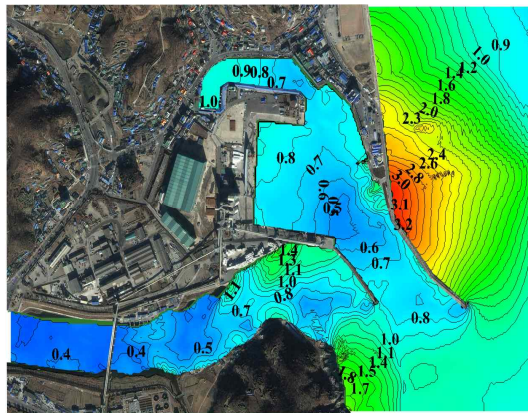
6.3 신형식공진장치의 유효성 검토

6.3.1 신형식공진장치 I

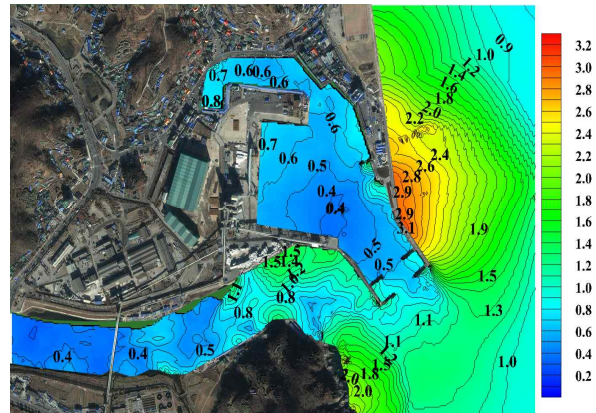
(1) 최고수위의 공간분포

Fig. 6.6은 지진해일의 내습시 삼척항내 및 주변 해역에서 최고수위의 공간분포를 나타낸 것으로, Fig. 6.6(a)는 현상태의 경우이고, Fig. 6.6(b)는 항입구부에 신형식공진장치 I이 부착된 경우이다. 본 계산에 적용된 신형식공진장치 I의 크기는 Fig. 6.4에 제시된 바와 같이 $B=183\text{m}$, $B'=50\text{m}$, $L=50\text{m}$ 이다. 그림을 살펴보면 우측 외곽방파제에 의해 지진해일의 대부분이 차단되어 항내는 지진해일로부터 직접적인 영향을 받지 않고, 주로 항입구부에서 지진해일의 반사와 회절로 인하여 항내에서 수위변동이 발생된다. 검토된 두 경우 모두 우측 외곽방파제 중앙부에서 3.0m 이상의 최고수위가 발생되며, 항내 측의 경우는 신형식공진장치 I에 의해 최대지진해일고가 전체적으로 0.2~0.3m 정도 저감되는 것을 볼 수 있다.

Fig. 6.7은 신형식공진장치 I에서 길이를 $L=100\text{m}$, 150m 로 변화시킨 경우의 삼척항내 및 주변해역에서 최고수위의 공간분포를 나타낸 것으로, 동일한 조건에서 $L=50\text{m}$ 의 경우에 대한 Fig. 6.6(b)의 결과도 포함시켜 논의한다. 그림을 살펴보면 신형식공진장치 I에서 길이 L 의 변화에 따른 유의한 차이는 거의 없는 것을 알 수 있다. 이 결과로부터 본 계산조건하에서 신형식공진장치 I의 합리적인 길이는 $L=50\text{m}$ 로 판정되지만, 신형식공진장치 I에서 길이 변화에 따른 차이가 없다는 것은 공진장치내에서 공진현상이 충분히 발휘되었다고는 볼 수 없다. 실제로, 신형식공진장치 I을 초장주기파(검토된 주기가 600s~1,800s)에 대해 그의 유용성을 검토한 Latt and Nakamura(2011a)에 따르면 리아스식해안을 따라 세장형으로 발달된 만내에서 길이 L 을 2km 정도로 고려하고 있는 점을 감안하면 삼척항에 적용된 신형식공진장치 I의 길이가 상대적으로 매우 짧게 적용된 결과로 판단된다.

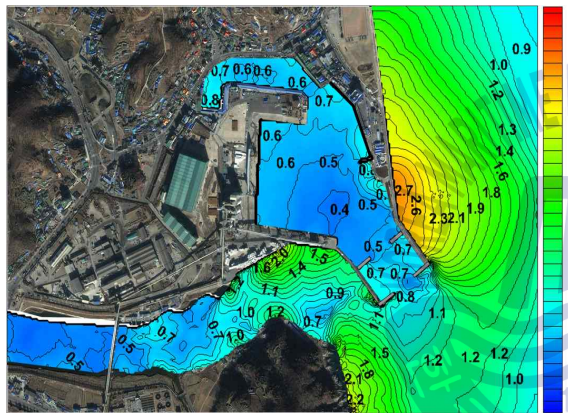


(a) Without resonator

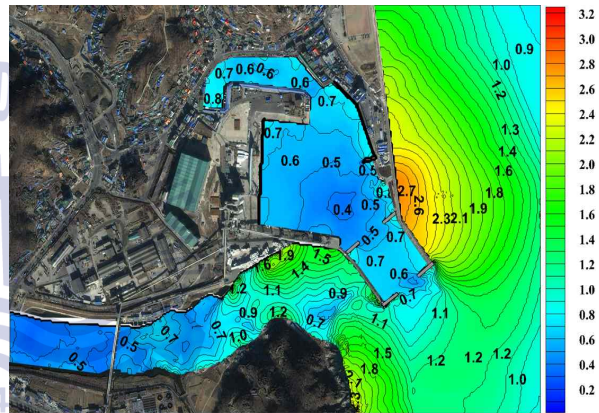


(b) With new type of resonator I

Fig. 6.6. Maximum tsunami water level at Samcheok port whether the resonator I is installed or not.



(a) $L=100\text{m}$



(b) $L=150\text{m}$

Fig. 6.7. Comparison of maximum tsunami water level with the change of length L of resonator I at Samcheok port.

(2) 수위의 시간변동

Fig. 6.8은 그림 중의 삽도에 표기된 항의 내측 7과 9번 위치에서 수위변동의 시계열을 나타낸 것으로, 파란 실선은 삼척항에서 현상태의 경우를, 빨간 파선은 신형식공진장치 I을 부착한 경우이다. 그림으로부터 신형식공진장치 I이 부착된 경우가 7번 위치에서 130min에 0.25m, 148min에 0.2m 정도로 수위가 저감되는 것을 확인할 수 있고, 이는 현상태의 수위 0.9m에서 각각 30% 정도 저감된 결과이다. 9번 위치의 경우도 150min에 0.25m, 163min에서 0.3m 정도로 수위가 저감되며, 이는 현상태의 수위 1.0m에서 각각 30% 정도 저감된 결과를 나타낸다. 결과적으로, 삼척항에서 현상태의 경우보다 신형식공진장치 I을 설치하는 것이 지진해일의 저감대책으로 유용하다는 것을 알 수 있다.

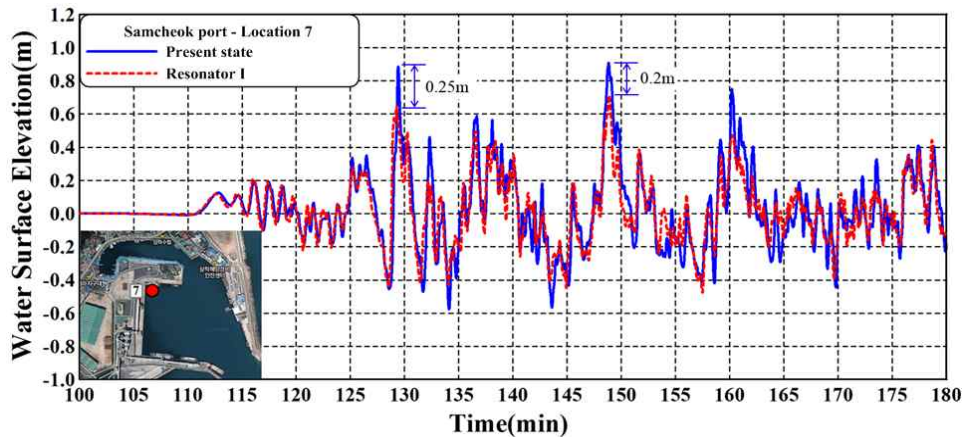
Fig. 6.9는 Fig. 3.8과 동일하게 항내측 7과 9번 위치에서 신형식공진장치 I의 길이 L 의 변화에 따른 수위변동의 시계열을 나타낸 것으로, 파란 실선은 $L=50\text{m}$ 의 경우를, 빨간 파선은 $L=100\text{m}$ 의 경우를, 녹색의 파선은 $L=150\text{m}$ 의 경우를 각각 나타낸다. 전술한 바와 같이 그림으로부터 신형식공진장치 I에서 $L=150\text{m}$ 의 경우가 $L=50\text{m}$ 보다 국부적으로 지진해일수위를 최대 $0.1\text{m}\sim 0.15\text{m}$ 정도로 저감시키며, 저감율로는 $15\%\sim 22\%$ 이지만, L 의 변화에 따른 값의 차이가 없고, 또한 전체적으로도 값의 변화가 크지 않은 것으로 판단된다.

이상의 계산에서는 신형식공진장치 I의 길이에 관해 한정된 경우의 수로 검토되었지만, 공진장치의 크기를 최적화시키기 위해서는 보다 많은 경우의 수에 대해 계산이 수행될 필요가 있을 것이다.

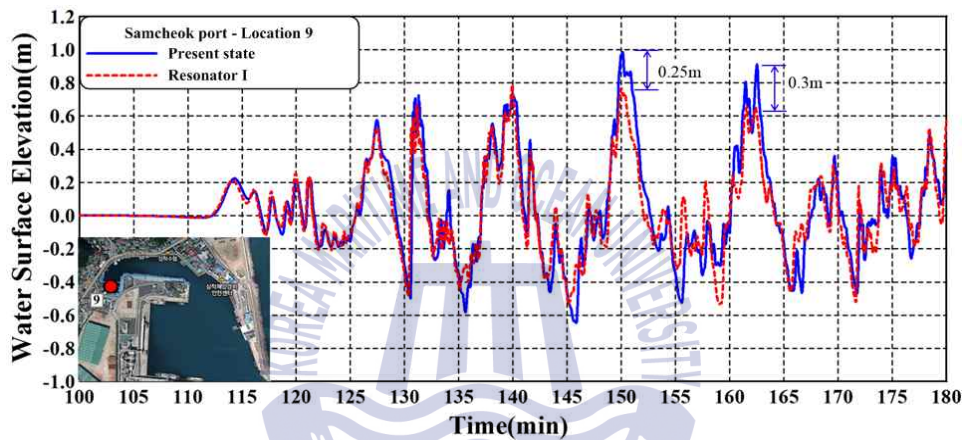
6.3.2 신형식공진장치 II

(1) 최고수위의 공간분포

Figs. 6.6과 6.7은 신형식공진장치 II를 설치한 경우 1993년 북해도남서외해지진해일의 내습시 삼척항내 및 주변 해역에서 지진해일의 최고수위 공간분포를 나타낸 것으로, Fig. 6.10은 Fig. 6.5(a)의 신형식공진장치 II-type I에서 길이를 $l_w=100\text{m}$, 135m , 170m 로 변화시킨 경우이고, Fig. 6.11은 Fig. 6.5(b)의 신형식공진장치 II-type II에서 길이를 $l_a=70\text{m}$, 90m 로 변화시킨 경우이다.



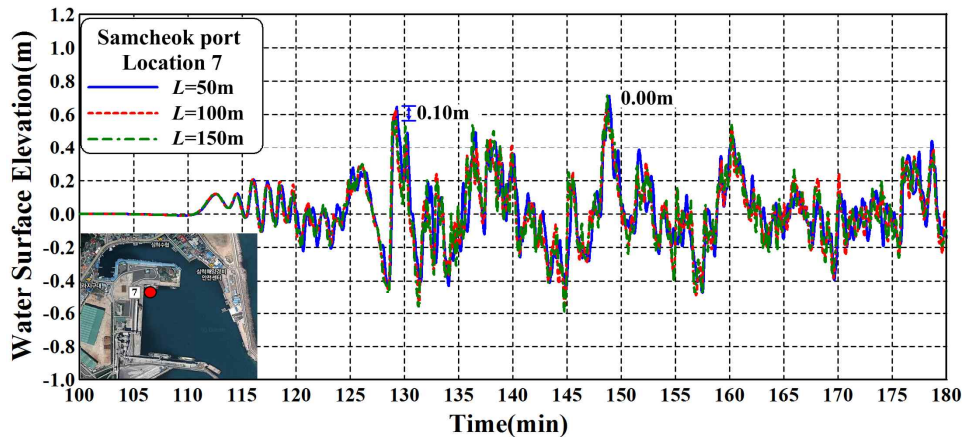
(a) Location 7



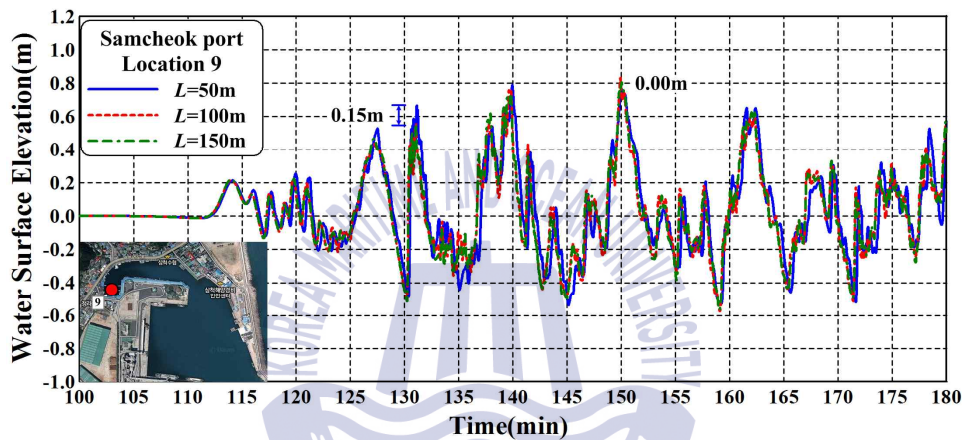
(b) Location 9

Fig. 6.8. Time history of tsunami water level at the inside of Samcheok port whether the resonator I is installed or not.

먼저, 신형식공진장치 II-type I에서 l_w 의 변화에 따른 지진해일의 저감 효과를 살펴 보면 $l_w=100\text{m}$ 와 135m 에서는 항내의 최고수위분포에 유의한 차이를 볼 수 없고, $l_w=170\text{m}$ 의 경우는 $l_w=100\text{m}$, 135m 보다 항내 중앙부에서 $0.1\text{m}\sim 0.15\text{m}$ 정도 약간 감소하는 결과를 나타내지만, 그 차이가 그다지 크지 않다. 다음으로, 신형식공진장치 II-type II에서 l_a 의 변화에 따른 지진해일의 저감 효과를 검토한다. 이의 경우는 Fig. 6.10(c)의 경우도 포함하여 고찰한다. 그림으로부터 l_a 가 증가할수록 항의 최내측과 중앙부에서 미소한 최고수위의 감소가 인정되지만, 그 차이는 역시 작다.



(a) Location 7



(b) Location 9

Fig. 6.9. Time history of tsunami water level with the change of the length L of resonator I at Samcheok port.

이상의 해석결과로부터 삼척항의 입구부에 본 연구와 같은 신행식공진장치 II를 설치하였을 때 지진해일고를 저감시킬 수는 있지만, 크기의 차이, 즉 지진해일수위에서 l_a 와 l_w 의 변화에 따른 유의한 차이가 크게 나타나지 않았다. 이로부터 동해안 삼척항과 같은 해역조건에서 Latt and Nakamura(2011a, 2011b)에 의해 제시된 신행식공진장치 II는 내부에 충분한 공진현상이 발생되지 않는 것으로 판단되고, 단지 공진장치라는 구조물의 적용에 따른 반사 영향으로 항내로 유입되는 많은 부분의 지진해일에너지가 줄어든 요인에 의한 것으로 판단된다.

(2) 수위의 시간변동

Fig. 6.12는 그림 중의 삽도에 표기된 항내측 7과 9번 위치에서 신행식공진장치 II-type I에 의한 수위변동의 시계열을 나타낸 것으로, 파란 실선은 Fig. 6.5(a)에서 l_w

=100m의 경우를, 빨간 파선은 $l_w=135\text{m}$ 의 경우를, 그리고 초록 파선은 $l_w=170\text{m}$ 의 경우를 각각 나타내고 있다. 그림으로부터 7번 위치에서 $l_w=135\text{m}$ 의 경우는 $l_w=100\text{m}$ 의 경우보다 149min에서 0.16m의 수위 저감을 나타내며, 이는 수위가 $l_w=100\text{m}$ 의 0.75m에서 20% 정도 저감된 결과이다. 동일하게 9번 위치에서 $l_w=135\text{m}$ 의 경우는 $l_w=100\text{m}$ 의 경우보다 150min에서 0.1m의 수위 저감을 나타내며, 이는 수위가 $l_w=100\text{m}$ 의 0.9m에서 10% 정도 저감된 결과이다. 또한, l_w 가 증가함에 따라 수위가 감소하기 때문에 길이 l_w 를 길게 한 $l_w=135\text{m}$ 의 경우가 상대적으로 지진해일의 저감에 가장 유용하지만, 전술한 공간분포에서 지적한 바와 같이 저감율이 그다지 크지 않은 것으로 판단된다.

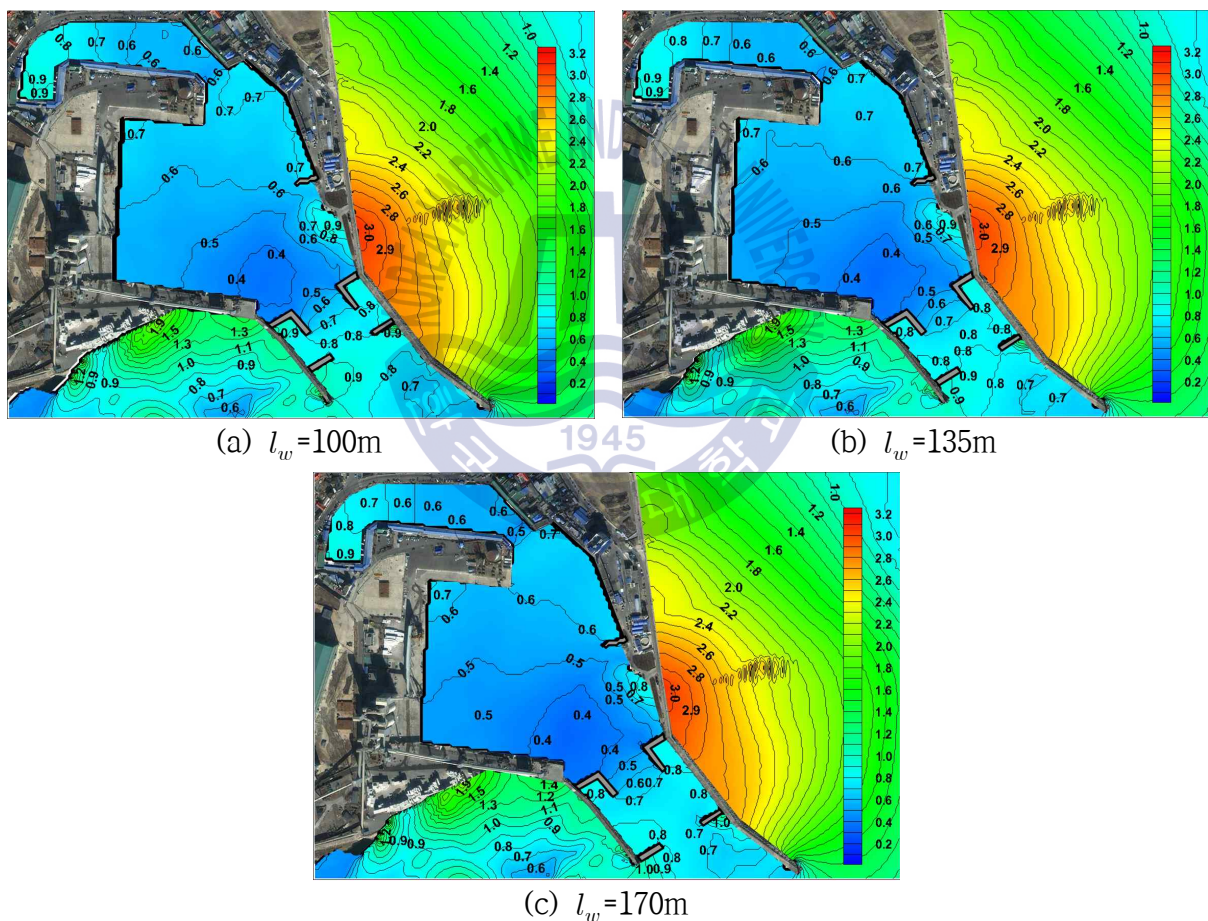


Fig. 6.10. Comparison of maximum tsunami water level with the change of the length l_w of resonator II-type I for $l_a=50\text{m}$ at Samcheok port.

Fig. 6.13은 Fig. 6.12와 동일하게 항내측 7과 9번 위치에서 신형식공진장치 II-type II에 의한 수위변동의 시계열을 나타낸 것으로, 파란 실선은 Fig. 6.5(b)에서 $l_a=50\text{m}$ 의 경

우를, 빨간 파선은 $l_a=70\text{m}$ 의 경우를, 초록 파선은 $l_a=90\text{m}$ 의 경우를 각각 나타내고 있다. 그림을 살펴보면 국부적으로 미미한 차이는 인정되지만, 전반적으로는 차이가 없는 것을 알 수 있다. 결과적으로, 길이 l_a 의 변화는 수위 저감에 크게 영향을 미치지 않으므로 길이 l_a 의 값을 최소로 하는 것이 합리적이다.

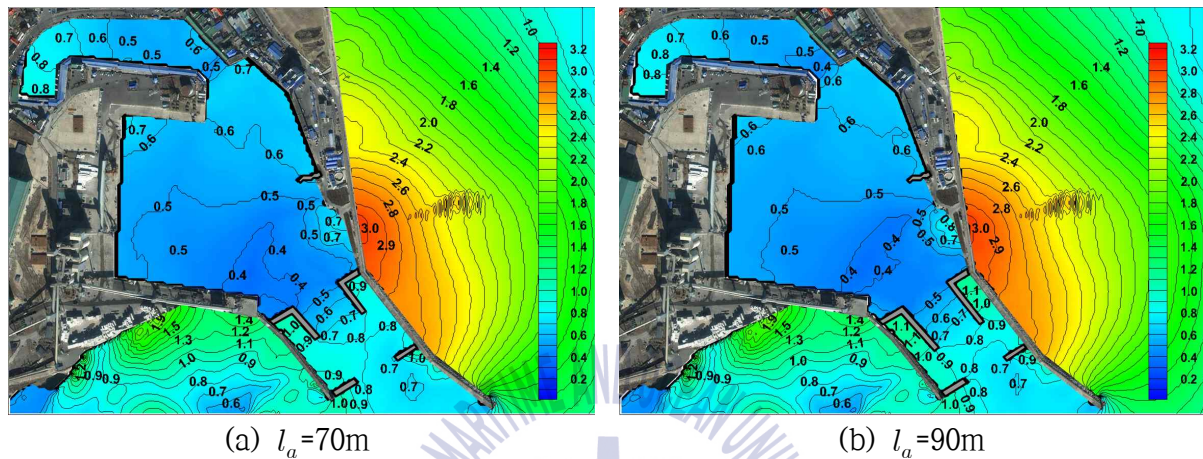
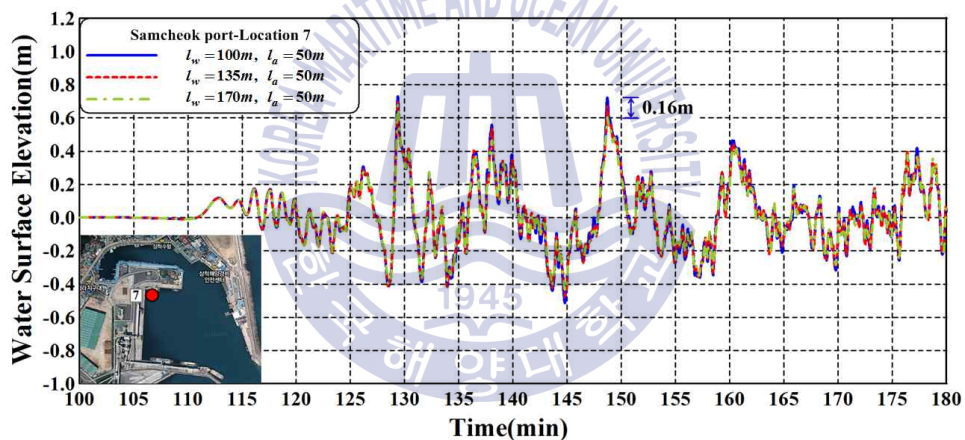


Fig. 6.11. Comparison of maximum tsunami water level with the change of the length l_a of resonator II-type II for $l_w=170\text{m}$ at Samcheok port.

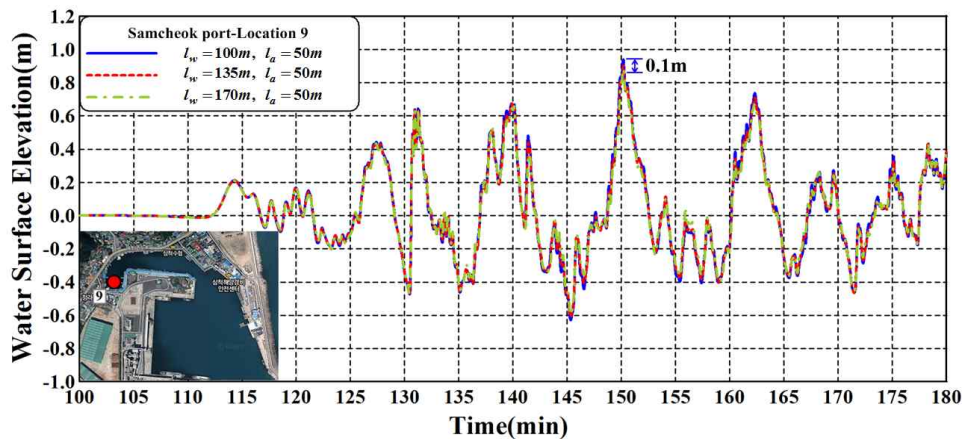
이상으로부터 신형식공진장치 II-type I과 신형식공진장치 II-type II에서 각각 l_w 와 l_a 의 변화에 따른 지진해일의 최고수위에 대한 공간분포와 특정위치에서 시간변동을 고찰하였으며, l_w 의 변화에 따른 약간의 차이는 나타나지만, 전술한 바와 같이 그 값의 변화는 작다. 또한, l_a 의 변화에 대해서는 거의 차이가 없는 것으로 나타났으며, 전술한 신형식공진장치 I의 경우보다 공진현상에 의한 수위의 저감효과가 상대적으로 떨어지는 것으로 판단된다. 이러한 사실로부터 신형식공진장치 II에 대해 초장주기파동장하에서 Latt and Nakamura(2011a, 2011b)에 의해 제시된 신형식공진장치 II의 적절한 길이 2km 정도와 비교하면 본 연구의 경우가 매우 짧은 길이를 적용하였기 때문에 신형식공진장치 II의 내부에서 공진현상이 충분히 발생되지 않는 것으로 판단된다. 따라서, 신형식공진장치 II에서 공진현상을 충분히 발휘되기 위해서는 내습하는 지진해일의 특성을 고려하여 길이 l_w 와 l_a 를 적절히 적용될 수 있는 세장형만이 필요하지만, 지진해일이 우려되는 동해안에서는 이에 합당한 조건이 구비된 해역은 없는 것으로 판단된다.

(3) 지진해일고의 저감

Fig. 6.14는 항내측 7과 9번 위치에서 삼척항에서 현상태의 경우(파란 실선)와 신형식 공진장치 II-type I에서 $l_w=170m$ 의 경우(빨간 파선) 및 신형식공진장치 II-type II에서 $l_a=90m$ 인 경우(초록 파선)에 지진해일고의 시간변동을 비교하고 있다. 그림을 살펴보면 7번 위치에서 약 149min에 신형식공진장치 II-type I과 II의 경우가 현상태의 경우보다 0.36m 정도로 수위가 저감되고, 이는 현상태의 수위 0.9m에서 40% 정도의 저감율을 나타낸다. 또한, 9번 위치에서 신형식공진장치 II-type I과 II의 경우가 현상태의 경우보다 약 150min에 0.19m, 약 163min에 0.27m의 수위가 각각 저감되며, 현상태의 수위 0.9m, 1.0m에서 20%~30% 정도 저감된 결과를 나타낸다. 결과적으로, 본 계산에서는 전술한 신형식공진장치 I의 경우(30%의 저감율을 나타냄)보다 신형식공진장치 II의 경우가 지진해일의 제어에 보다 효과적이라는 것을 알 수 있다.

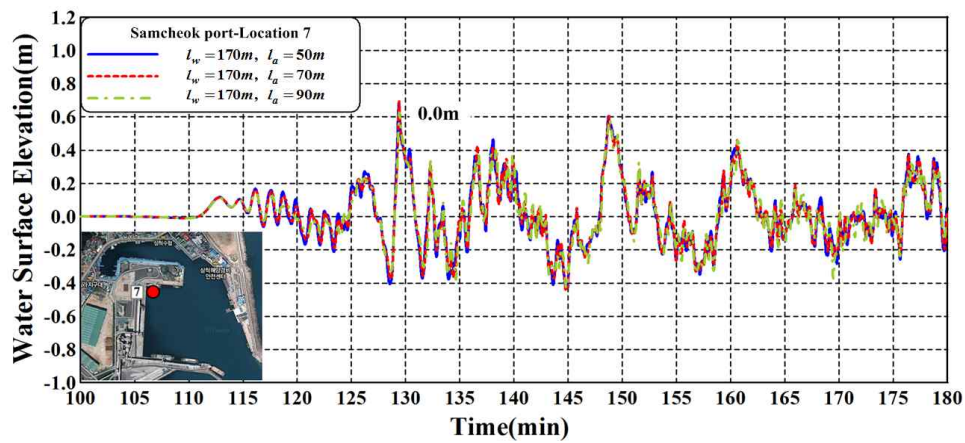


(a) Location 7

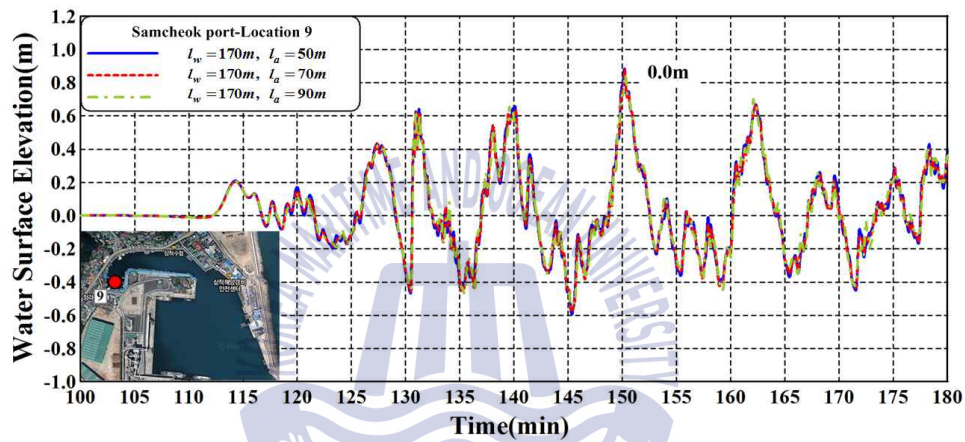


(b) Location 9

Fig. 6.12. Time history of tsunami water level with the change of the length l_w of resonator II-type I at Samcheok port.

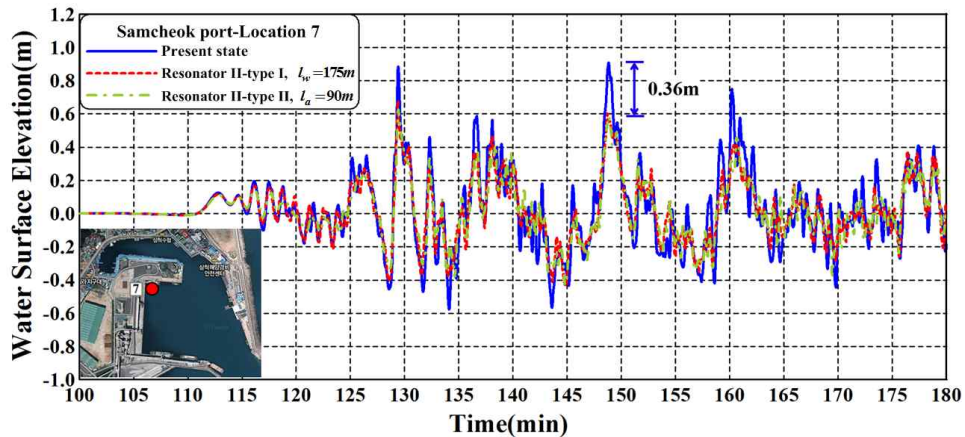


(a) Location 7

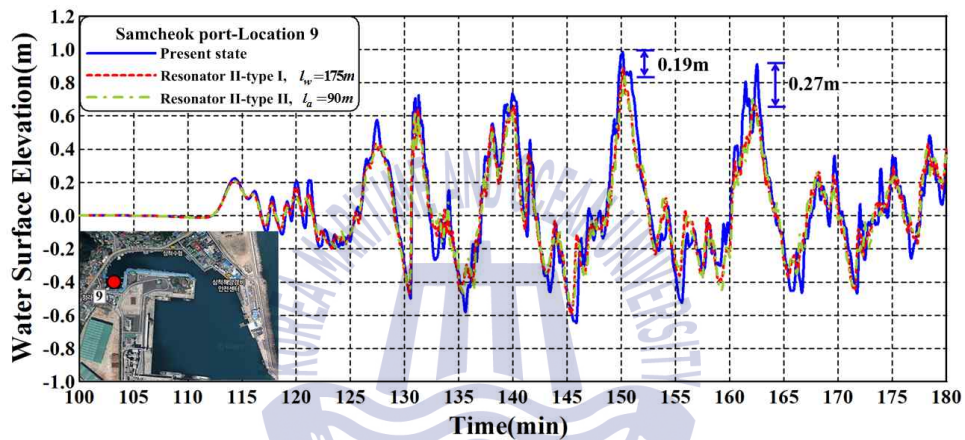


(b) Location 9

Fig. 6.13. Time history of tsunami water level with the change of the length l_a of resonator II-type II at Samcheok port.



(a) Locaton 7



(b) Locaton 9

Fig. 6.14. Time variation of tsunami water level in cases of present state, resonator II-type I ($l_w=170m$) and resonator II-type II ($l_a=150m$) at Samcheok port.

6.4 결론

본 연구에서는 실제의 지진해일이 존재하는 실험해역에서 지진해일의 제어에 관한 신형식공진장치 I, 신형식공진장치 II-type I 및 신형식공진장치 II-type II의 유용성을 확인할 목적으로 타당성이 널리 입증된 COMCOT모델(Liu et al., 1998)을 적용하여 동해안의 삼척항에서 신형식공진장치 I과 II의 부착여부, 신형식공진장치내의 길이 변화에 따른 최대지진해일고의 공간분포와 수위의 시간변화 및 공진장치의 유용성 등을 논의하였다. 여기서, 적용된 실제의 지진해일은 1993년 북해도남서외해지진해일이였다. 이로부터 얻어진 중요한 사항을 본 연구의 결론으로 이하에 기술한다.

(1) 삼척항에서 초기 방파제를 연장한 현상태에 신형식공진장치 I을 부착한 경우 국부적으로 지진해일고를 최대 30% 정도로 저감시킬 수 있다.

(2) 삼척항에서 신형식공진장치 I의 길이를 변화시킨 경우 본 계산의 범위내에서 국부적으로 지진해일수위를 최대 0.1m~0.15m 정도로 저감시킬 수 있으며, 저감율로는 15%~22%이지만, 전반적으로 길이의 변화에 따른 값의 변화가 크지 않다.

(3) 신형식공진장치 II-type I에서 l_w 로 정의되는 길이가 길수록 본 계산 범위내에서 지진해일고가 줄어 들고, 항내 중앙부에서 국부적으로 0.1m~0.15m 정도 작아 지지만, 저감율은 크지 않다. 신형식공진장치 II-type II에서 l_a 로 정의되는 길이가 길수록 항의 최내측과 중앙부에서 지진해일고가 미소하게 감소되지만, 역시 저감율은 작다.

(4) 신형식공진장치 II-type I 및 신형식공진장치 II-type II에서 지진해일고의 최대저감율을 나타낸 각 길이에 대한 경우와 삼척항에서 현상태의 경우를 비교하면 국부적으로 현상태의 경우보다 최대 0.36m 정도로 수위가 저감되고, 이는 40% 정도의 저감율을 나타낸다. 따라서, 신형식공진장치 I의 경우보다는 신형식공진장치 II의 type I과 II가 국부적으로 지진해일의 제어에 보다 효과적인 것으로 나타나지만, 전반적인 수위의 저감효과, 현장조건 및 경제적인 부분을 충분히 감안할 필요가 있다.

(5) 삼척항에 신형식공진장치 I, 신형식공진장치 II-type I 및 신형식공진장치 II-type II를 적용하면 지진해일고에 대해 공진장치의 효과를 얻을 수 있지만, 공진장치에서 길이 변화에 따른 효과가 충분히 나타나지 않았다. 이러한 결과는 적용한 공진장치내에서 충분한 공진현상이 발생되지 않은 것으로 판단되고, 신형식공진장치 I과 II를 초장주기파에 대해 실효역에서 공진장치의 유용성을 검토한 Latt and Nakamura(2011b)에 의하면 리아스식해안을 따라 세장형으로 발달된 만내에서 공진장치의 길이를 2km 정도로 고려하고 있는 점을 감안하면 신형식공진장치 I과 II에 짧은 길이가 적용된 것으로 판단된다. 따라서, 현장여건과 지진해일파의 특성에 부합되는 신형식공진장치 I과 II의 최적화를 위해서는 공진장치의 형상, 배치 및 크기에 관한 보다 많은 경우의 수에 대한 검토가 수행될 필요가 있다.

References

- Latt, N.Z, Nakamura, T. (2011a). Performance of Wave Resonators Located at a Harbor Entrance for Reducing Very Long Waves. Annual Journal of Civil Engineering in the Ocean, 67(2), 892-896.
- Latt, N.Z, Nakamura, T. (2011b). Effectiveness of a Newly Developed Resonator against Tsunamis. Journal of Japan Society of Civil Engineers, Ser. B3, 67(2), 637-642.
- Liu, P.L.-F., Woo, S.B, Cho, Y.S. (1998). Computer Programs for Tsunami Propagation and Inundation. Technical report, Cornell University.



제 7 장 결 론

이 논문에서는 제1장에서 서술한 바와 같이 “실해역에서 공진장치에 의한 지진해일의 제어”, “단파 혹은 고립파-안벽-지반의 상호작용하 지반의 동적거동” 및 “단파-육상교량의 상호작용하 육상교량에 작용하는 파력 평가” 라는 큰 세 개의 주제를 다루었다.

[첫 번째 주제]에 대하여; 제2장에서는 직립호안에 단파작용에 의한 구조물의 동적거동 및 주변 지반내에서 동적응답을 수치적으로 검토하기 위하여 수위차를 이용하여 단파를 발생시키고, Navier-Stokes운동방정식에 근거한 2차원수치파동수로인 2D-NIT모형을 적용하여 단파의 전파 및 직립호안과의 상호작용을 해석하여 해저지반표면 및 구조물표면에 작용하는 동파압을 산정하고, 이 결과를 탄·소성지반의 다중전단메커니즘의 2차원유효응력에 대한 유한요소해석모델인 FLIP모델에 적용하여 직립호안의 동적거동, 지반의 동적응답인 유효응력경로와 과잉간극수압비 등을 논의하였다. 제5장에서는 고립파로 인한 직립호안의 동적거동 및 주변 지반내에서 동적응답과 액상화의 유무를 확인하기 위하여 전술한 2D-NIT모형을 적용하여 고립파를 수치조파하여 동파압을 산정하고, 동일한 FLIP을 적용하여 구조물의 동적거동, 누적침하량, 과잉간극수압, 평균유효응력 및 과잉간극수압비 등을 수치모델링하였다.

[두 번째 주제]에 대하여; 제4장에서는 단파로 가정된 지진해일이 범람한 경우를 대상으로 단일유체모델과 Navier-Stokes운동방정식에 기초한 3차원혼상류해석법인 TWOPM-3D모델로부터 침수심과 유속의 시간변화를 산정하고, 이를 이용하여 Morison식으로부터 육상교량에 작용하는 지진해일파력, 이 따른 항력계수와 관성력계수를 추정된 결과치를 기존의 설계기준치 등과 비교·분석하였다.

[세 번째 주제]에 대하여; 제5장에서는 실제의 지진해일이 존재하는 실해역에서 지진해일의 제어에 관한 공진장치의 유용성을 확인할 목적으로 타당성이 널리 입증된 비선형천수방정식에 기초한 COMCOT모형을 적용하여 동해안의 묵호항과 임원항에서 공진장치의 부착 여부, 공진장치의 폭과 길이의 변화에 따른 최대지진해일고의 공간분포와 수위의 시간변화 및 공진장치의 유용성 등을 토의하였다. 적용된 실제의 지진해일은 1983년 동해중부지진해일과 1993년 북해도남서외해지진해일이였다. 제3장에서는 실해역에서 지진해일의 제어에 관한 신형식공진장치 I, 신형식공진장치 II-type I 및 신형식

공진장치 II-type II의 유용성을 검토하기 위하여 전술한 COMCOT모델을 적용하여 동해안의 삼척항에서 신형식공진장치 I과 II의 부착여부, 신형식공진장치내의 길이변화에 따른 최대지진해일고의 공간분포와 수위의 시간변화 및 공진장치의 유용성 등을 논의하였다. 적용된 실제의 지진해일은 1993년 북해도남서외해지진해일이었다.

이상과 같은 주제에 대하여 다섯 장(제2장~제6장)으로 구성되었으며, 각 장에서 얻어진 결론을 다음과 같이 종합하여 본 연구의 결론으로 한다.

제2장에 대해서

(1) 직립호안 바로 배면의 정수위선 근방에서 가장 큰 과잉간극수압비를 나타내고, 직립호안 전면 사석마운드부의 비탈면과 모래지반이 접하는 해저지반에서도 다소 큰 과잉간극수압비를 나타내며, 또한 직립호안 후면보다 전면의 사석마운드부하에서 약간의 과잉간극수압비를 나타낸다. 이러한 결과는 일반적으로 입사파고가 클수록, 또한 지반내 연직깊이가 얕을수록 증가하는 경향을 보이며, 특히 직립호안의 동적거동과 밀접한 관계를 가지는 것으로 판단된다.

(2) 직립호안 바로 배면에서 유효응력은 거의 0까지 감소하고, 유효응력경로는 Mohr-Coulomb의 파괴선에 근접하므로 지반이 거의 액상화에 도달한 것으로 판정할 수 있지만, 다른 지점들에서는 Mohr-Coulomb의 파괴선에서 다소 이격되어 있기 때문에 액상화에 대해서는 충분한 내구력을 갖는 것으로 평가된다.

제3장에 대해서

(1) 고립파의 작용으로 직립호안이 배후로 전도 및 배후로 활동되고, 고립파가 반사된 이후에 다시 복원되지만, 완전히 복원되지 않는 잔류성분이 존재한다.

(2) 과잉간극수압비는 구조물 전면 사석마운드부의 비탈면과 모래지반이 접하는 해저지반에서 큰 값을 나타내고, 또한 구조물 후면보다 전면에 놓이는 사석마운드부하에서 큰 값을 나타낸다. 이는 입사파고가 높을수록 크게 되는 경향을 보인다.

(3) 과잉간극수압은 연직깊이가 깊을수록, 또한 입사파고가 클수록 더 큰 최대치를 나타내며, 동시에 최대치의 발생시간이 더 빠르다는 것을 확인할 수 있다. 또한, 지반내 연직깊이가 깊을수록 진동과잉간극수압이 감소하나 잔류과잉간극수압은 증가한다.

(4) 평균유효응력은 수위상승으로 인한 부력의 작용과 직립호안의 동적거동에 대한 영향으로 감소 및 증가하는 경향을 보인다.

이상에서 논의된 2D-NIT & FLIP모델에 의한 본 논문의 타당성은 기존의 수리실험과의 비교로부터 검증되었지만, 향후 수리모형실험을 수행하여 보다 심층적으로 결과의 타당성을 검토하고자 한다.

제4장에 대해서

수평파력은 지진해일파가 구조물에 도달하는 순간 최대치를 나타낸 이후 완만하게 감소되는 것을 알 수 있었고, 또한 항력과 관성력을 동시에 고려한 추정법이 항력만을 고려한 추정법보다 지진해일파력을 보다 고정도로 재현하므로 지진해일파력의 평가에 항력 및 관성력을 동시에 고려한 추정법이 적합한 것 등의 중요한 사실을 알 수 있었다. 이 결과들은 수치해석으로부터 추정된 결과에 기초하여 산정된 파력계수의 특성을 논의한 것으로, 보다 정확한 파력계수를 추정하기 위해서는 수리시험을 병행할 필요가 있을 것으로 판단된다.

제5장에 대해서

(1) 목호항과 임원항에서 현상태의 방파제와 방파제에 본 연구의 공진장치를 부착한 경우 실제 지진해일고의 저감을 도모할 수 있으며, 목호항의 경우는 최대 40%~50% 정도, 임원항의 경우는 최대 21% 정도의 저감율이 나타났다.

(2) 목호항과 임원항에서 공진장치의 폭을 변화시킨 경우 폭이 증가할수록 지진해일고가 저감되는 효과가 나타났다. 이는 공진장치의 폭이 증가할수록 내부에 포획되는 지진해일파의 에너지가 많아지고, 이로 인하여 배후의 항내로 침입하는 지진해일고가 감소된 것으로 판단된다.

(3) 목호항과 임원항에서 공진장치의 길이를 변화시킨 경우 목호항에서는 길이가 증가할수록 지진해일고가 저감되는 효과가 다소 얻어졌지만, 임원항에서는 길이의 변화에 따른 지진해일고의 유의한 변화는 거의 나타나지 않았다. 이러한 결과는 지진해일의

입사조건과 전파방향 및 충분한 공진현상이 발휘되기에는 짧은 길이의 공진장치가 적용된 결과로 판단된다. 따라서, 현장 여건과 지진해일파의 특성에 부합되는 공진장치의 최적화를 위해서는 공진장치의 형상, 배치 및 크기에 관한 보다 많은 경우의 수에 대한 검토가 수행될 필요가 있다.

제6장에 대해서

(1) 삼척항에서 초기 방파제를 연장한 현상태에 신형식공진장치 I을 부착한 경우 국부적으로 지진해일고를 최대 30% 정도로 저감시킬 수 있다.

(2) 삼척항에서 신형식공진장치 I의 길이를 변화시킨 경우 본 계산의 범위내에서 국부적으로 지진해일수위를 최대 0.1m~0.15m 정도로 저감시킬 수 있으며, 저감율로는 15%~22%이지만, 전반적으로 길이의 변화에 따른 값의 변화가 크지 않다.

(3) 신형식공진장치 II-type I에서 l_w 로 정의되는 길이가 길수록 본 계산 범위내에서 지진해일고가 줄어 들고, 항내 중앙부에서 국부적으로 0.1m~0.15m 정도 작아지지만, 저감율은 크지 않다. 신형식공진장치 II-type II에서 l_a 로 정의되는 길이가 길수록 항의 최내측과 중앙부에서 지진해일고가 미소하게 감소되지만, 역시 저감율은 작다.

(4) 신형식공진장치 II-type I 및 신형식공진장치 II-type II에서 지진해일고의 최대저감율을 나타낸 각 길이에 대한 경우와 삼척항에서 현상태의 경우를 비교하면 국부적으로 현상태의 경우보다 최대 0.36m 정도로 수위가 저감되고, 이는 40% 정도의 저감율을 나타낸다. 따라서, 신형식공진장치 I의 경우보다는 신형식공진장치 II의 type I과 II가 국부적으로 지진해일의 제어에 보다 효과적인 것으로 나타나지만, 전반적인 수위의 저감효과, 현장조건 및 경제적인 부분을 충분히 감안할 필요가 있다.

(5) 삼척항에 신형식공진장치 I, 신형식공진장치 II-type I 및 신형식공진장치 II-type II를 적용하면 지진해일고에 대해 공진장치의 효과를 얻을 수 있지만, 공진장치에서 길이 변화에 따른 효과가 충분히 나타나지 않았다. 이러한 결과는 적용한 공진장치내에서 충분한 공진현상이 발생되지 않은 것으로 판단되고, 신형식공진장치 I과 II를 초장주기파에 대해 실험해역에서 공진장치의 유용성을 검토한 Latt and Nakamura(2011b)에 의하면 리아스식해안을 따라 세장형으로 발달된 만내에서 공진장치의 길이를 2km 정도

로 고려하고 있는 점을 감안하면 신형식공진장치 I과 II에 짧은 길이가 적용된 것으로 판단된다. 따라서, 현장여건과 지진해일파의 특성에 부합되는 신형식공진장치 I과 II의 최적화를 위해서는 공진장치의 형상, 배치 및 크기에 관한 보다 많은 경우의 수에 대한 검토가 수행될 필요가 있다.



감사의 글

돌이켜 보면 2013년 입학 당시, 해양수도 부산의 공무원으로서 해안공학의 최고의 전문가가 되어 우리 시에 보탬이 되어야겠다는 포부로 공부를 시작했습니다. 하지만 한편으로는 과연 내가 박사학위 과정을 잘 해낼 수 있을까 하는 두려움이 교차 하였습니다. 저는 학문을 즐겨하는 사람도 아니었고, 연구를 취미로 하는 사람도 아니었습니다. 그러나 해안공학은 공무원으로서 업무를 보던 시간에도 줄곧 저의 관심 분야였고 더 배워보고 싶은 학문이었습니다. 그 중에서도 특히 지진해일(Tsunami)은 부산도 더 이상 안전지대가 아니기에 연구를 꼭 해보아야 한다는 생각이 있었습니다. 이런 복합적인 생각들 중에서도 저의 연구가 저의 본업인 공무원으로서 부산시의 일을 하는데 도움이 될 수 있다는 생각이 컸기에 힘든 공부였지만 마지막까지 잘 마무리 할 수 있었지 않았나 생각해 봅니다.

제가 연구를 마무리하기까지의 긴 여정에서 앞으로 끌여주시고 옆에서 함께 해주신 분들께 감사의 인사를 드리고 싶습니다.

우선, 대학원 강의시간을 야간으로 배치하여 강의 받는데 어려움이 없도록 저의 상황을 배려해 주시고, 학문적으로 미숙한 저에게 박사학위 수여를 위한 논문 작성에 아낌없는 가르침과 지도, 편달을 해주신 지도교수님인 김도삼 교수님께 감사의 인사를 올립니다. 또한 바쁜 학사 일정에도 불구하고 소중한 충고와 조언으로 저의 학위 논문을 심사해 주신 배기성 교수님, 이광호 교수님, 경갑수 교수님, 김태형 교수님께도 감사의 인사를 드립니다. 논문 작성 및 발표자료 작성에 도움을 준 해안공학연구실의 전종혁, 육승민, 우경환, 류홍원, 배주현님 에게도 감사를 드립니다.

더불어 작은 영광이지만 저의 이 기쁨을 함께 나누고 싶은 분들이 있습니다. 학업에서 학위논문에 이르기까지 관심과 배려를 해주신 직장 동료, 시의회 해양교통위원회 공한수 위원장님을 비롯한 의원님들께 깊은 감사를 드리며 한 분 한 분 모두의 앞날에 무궁한 영광과 건승을 기원 드립니다.

다른 분들의 학위논문을 볼 때 나는 언제쯤 감사의 글을 적어보려나 생각했었는데 이렇게 논문을 완성하고 그 과정에서 정말 많은 분들의 노고가 함께하게 되어, 진심에서 감사의 글을 적게 되니 감회가 새롭습니다.

마지막으로, 먼 하늘 편안한 곳에서 항상 부족한 자식이 잘 되도록 돌봐주시는 부모님께 이 논문을 바치며 저의 성장과 발전을 위하여 언제든지 든든한 후원자이

신 사랑하는 장모님께도 감사를 드립니다. 결혼 24년 동안 늘 한결같은 마음으로 가정의 행복을 위하여 최선을 다하는 영원한 동반자 윤미양에게 사랑한다 전하며 서강대학교에서 열심히 학문에 매진하고 있는 자랑스런 딸 가현, 대학의 관문을 위해 더위도 아랑곳하지 않고 열심히 공부하고 있는 고3 사랑스런 아들 현주에게 이 보람과 기쁨을 함께 나누고자 합니다.

저의 곁에 있는 많은 여정의 동반자분들의 도움으로 이 논문과 박사과정의 연구를 무사히 마칠 수 있었습니다. 저는 이제, 이 연구와 논문을 디딤돌로 하여 더 나아가 보려고 합니다. 오늘의 끝은 곧 내일의 시작이라는 신념으로 끊임없는 새로운 도전에 나서겠습니다. 앞으로 새로운 길을 나아가는데 지켜봐주시고, 저의 곁에서 함께해 주셨으면 합니다. 이 자리를 빌어 다시 한번 모든 분들께 감사의 인사를 드립니다.

2016. 8. 이 윤 두

